

Estudo Paramétrico da Capacidade de Carga de Fundações Superficiais

GUILHERME LUÍS CARRASCO VAZ PINTO MENDES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Professor Doutor José Manuel Mota Couto Marques

JANEIRO DE 2019

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2018/2019

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2018/2019 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2019.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

Not all those who wander are lost

J.R.R. Tolkien

AGRADECIMENTOS

Findo este percurso da minha vida académica, são várias as pessoas que me acompanharam e que deram o seu contributo ao longo da finalização deste trabalho que assinala o culminar de uma etapa essencial na minha formação.

Ao Professor José Couto Marques, por todo o seu apoio e contributo inextinguíveis para a execução deste trabalho. Sem dúvida que a sua orientação, adicionada à sua experiência, me impulsionaram no caminho do sucesso desta tese de mestrado.

Aos meus Pais, pelo seu apoio incondicional e pelas oportunidades que sempre me concederam ao longo da vida, tornando este e todos os meus percursos possíveis.

Às minhas Tias e Tios, às minhas primas e primos, que, estando sempre presentes, me ajudaram em qualquer obstáculo encontrado e que são essenciais na minha formação quer pessoal quer profissional. Um especial agradecimento às minhas Tias Teresa, Rosarinho e Zeca.

À Rita Araújo, por todo o apoio, atenção, amizade e companheirismo ao longo destes anos e, em especial, pelo incentivo e motivação dados nestes últimos meses que tornaram possível a conjugação entre o meu percurso profissional e académico.

Aos meus irmãos, Adriana e Lourenço, e aos meus Amigos, por fazerem parte da minha vida e por toda a amizade demonstrada.

À Universidade do Porto, em particular à Faculdade de Engenharia, pela oportunidade de desenvolver os meus conhecimentos na área da Engenharia Civil e da Geotecnia pela mão de alguns dos melhores profissionais do país.

À Casais, que permitindo a aplicação dos conhecimentos adquiridos aquando da minha formação académica, contribuiu para a conclusão deste percurso.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo avaliar o desempenho de diferentes programas comerciais que utilizam o Método dos Elementos Finitos (MEF) na determinação da carga de rotura de uma fundação superficial. O MEF veio simplificar a resolução de um amplo conjunto de problemas, nomeadamente na área da Geotecnia, na qual, através da modelação de um cenário, é possível ao utilizador avaliar os resultados de uma forma bastante expedita.

Para tal, foram utilizados três programas comerciais de elementos finitos: PLAXIS (Plaxis BV), Sigma/W (GEOSLOPE International Ltd.) e Phase² (Rocscience Inc.). A análise recai em dois tipos de solos, um puramente coesivo e outro puramente atrítico, assim como em dois tipos de fundações superficiais, rígida e flexível.

Numa primeira fase, com o objetivo de analisar qual dos tipos de solo, o puramente coesivo ou o puramente atrítico, apresenta melhores resultados quando modelado, isto é, quando comparado com o valor teórico previsto para a capacidade de carga, foram realizadas modelações com malhas de grau de refinamento semelhante para os dois tipos de solo mencionados.

Numa segunda fase, com o intuito de selecionar o programa a utilizar no estudo final, procedeu-se à comparação entre a performance dos três programas – PLAXIS, Sigma/W e Phase² – no solo que anteriormente apresentou os melhores resultados.

Por último, com a finalidade de analisar a influência dos fatores corretivos na modelação, nomeadamente os relativos à inclinação da carga, à inclinação da base da fundação, à inclinação do terreno e à proximidade do firme, foram modelados estes casos referidos com o programa que se destacou relativamente aos outros.

PALAVRAS-CHAVE: MEF, PLAXIS, Sigma/W, Phase², capacidade de carga de fundações superficiais.

ABSTRACT

The objective of the present work is to compare the performance of different commercial programs, using the Finite Element Method (FEM), on the evaluation of the bearing capacity of shallow foundations. The FEM has simplified the resolution of several problems, namely in the area of Geotechnics, and by modeling a scenario, it is possible for the user to evaluate the results in a very expeditious way.

Three finite element commercial programs were used: PLAXIS from Plaxis BV, Sigma/W from GEOSLOPE International Ltd. and Phase² from Rocscience Inc., for two types of soil, one purely cohesive and another purely attritic.

In a first phase, each of the programs was studied in order to perceive their functionalities. Then and based on this knowledge, meshes with similar degree of refinement were used for the two soil types, in order to understand which type of soil presents better results when compared with the corresponding theoretical value for bearing capacity.

In a second phase, the three programs were compared for the type of soil that presented better results in the first phase. This second phase aims to select which of the programs will be used in the following phase.

Lastly, the program selected was applied to compute the bearing capacity for various scenarios, such as inclined foundation base and non-vertical applied load, amongst others, with recourse to the respective corrective factors in the determination of the theoretical reference load value.

KEYWORDS: FEM, PLAXIS, Sigma/W, Phase², bearing capacity of footings.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1 INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ESTRUTURA	3

2 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	5
2.1. MECÂNICA DOS SOLOS	5
2.1.1. TENSÕES EM MACIÇOS	5
2.1.2. CÍRCULO DE MOHR	6
2.1.3. TENSÃO DE CORTE	7
2.1.4. MODELO REOLÓGICO	7
2.2. CAPACIDADE DE CARGA	10

3 PROGRAMAS DE ANÁLISE.....	17
3.1. INTRODUÇÃO.....	17
3.2. PROGRAMAS UTILIZADOS	17
3.2.1. PLAXIS.....	18
3.2.2. SIGMA/W	18
3.2.3. PHASE ²	18
3.3. ESTUDO DOS PROGRAMAS.....	18
3.3.1. PLAXIS.....	19
3.3.2. SIGMA/W	20
3.3.3. PHASE ²	22
3.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS.....	22
3.4.1. MALHA 5MX3M.....	23

3.4.2. MALHA 10MX10M.....	25
3.5. CONCLUSÕES.....	27

4 CONFIGURAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	29
4.1. INTRODUÇÃO.....	29
4.2. EVOLUÇÃO DOS RESULTADOS COM VARIAÇÃO DA DIMENSÃO DA MALHA.....	30
4.3. ANÁLISE DO GRAU DE REFINAMENTO	32

5 ANÁLISE DE RESULTADOS	35
5.1. INTRODUÇÃO.....	35
5.2. F1 - CENÁRIO COM INCLINAÇÃO DA CARGA APLICADA (14º).....	36
5.3. F2 - CENÁRIO COM INCLINAÇÃO DA BASE DA FUNDAÇÃO (8º).....	37
5.4. F3 - CENÁRIO COM INCLINAÇÃO DO TERRENO (8º).....	38
5.5. F4 - CENÁRIO COM PROXIMIDADE DO FIRME (1 METRO).....	40

6 CONCLUSÕES.....	43
--------------------------	-----------

ANEXOS	47
ANEXO A	48
ANEXO B	48
ANEXO C	48

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 - Relação altura-largura de uma sapata isolada	1
Fig. 1.2 - Tipos de fundações superficiais (http://www.civil.ist.utl.pt).....	1
Fig. 2.1 - Transmissão de forças numa superfície S [2]	5
Fig. 2.2 - Círculo de Mohr - Tensões efetivas e tensões totais	7
Fig. 2.3 - Tipos de deformações	8
Fig. 2.4 - Círculo de Mohr - Influência do ângulo de atrito e da coesão	9
Fig. 2.5 - Carga de rotura teórica (https://paginas.fe.up.pt)	10
Fig. 2.6 - Modos de rotura de uma fundação superficial.....	11
Fig. 2.7 - Zonas de corte correspondentes à carga de rotura	11
Fig. 2.8 - Fatores corretivos [1].....	13
Fig. 2.9 - Dimensões da zona plastificado sob a sapata.....	15
Fig. 3.1 - Sigma/W – <i>Load Steps</i>	21
Fig. 3.2 - Sigma/W - Convergência.....	22
Fig. 3.3 - Malha inicial (esq.) e deformada - PHASE2	22
Fig. 3.4 - PLAXIS - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 5mx3m Grau de refinamento 1	23
Fig. 3.5 - Sigma/W - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 5mx3m Grau de refinamento 1	24
Fig. 3.6 - PLAXIS - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 5mx3m Grau de refinamento 2	24
Fig. 3.7 - Sigma/W - Malha inicial (esq.) e malha deformada - 5x3m Grau de refinamento 2	24
Fig. 3.8 - PLAXIS - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 10mx10m Grau de refinamento 1.....	25
Fig. 3.9 - Sigma/W - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 10mx10m Grau de refinamento 1.....	26
Fig. 3.10 - PLAXIS - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 10mx10m Grau de refinamento 2.....	26
Fig. 3.11 - Sigma/W - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 10mx10m Grau de refinamento 2.....	27
Fig. 4.1 - Configuração do modelo – Evolução de resultados para elementos de 6 nós	31
Fig. 4.2 - Configuração do modelo – Evolução de resultados para elementos de 15 nós	31

Fig. 4.3 - Malhas "Fine" - Malha inicial (esq.) e malha deformada	33
Fig. 4.4 - Malhas "Very Fine" - Malha inicial (esq.) e malha deformada	33
Fig. 4.5 - Malhas "Very Fine" com refinamento local - Malha inicial (esq.) e malha deformada	33
Fig. 5.1 - Cenário F1.1 - Malha inicial (esq.) e malha deformada	36
Fig. 5.2 - Cenário F1.2 - Malha inicial (esq.) e malha deformada	37
Fig. 5.3 - Cenário F1.3 - Malha inicial (esq.) e malha deformada	37
Fig. 5.4 - Cenário F2.1 - Malha inicial (esq.) e malha deformada	38
Fig. 5.5 - Cenário F2.2 - Malha inicial (esq.) e malha deformada	38
Fig. 5.6 - Cenário F2.3 – Malha inicial (esq.) e malha deformada.....	38
Fig. 5.7 - Cenário F3.1 - Malha inicial (esq.) e malha deformada	39
Fig. 5.8 - Cenário F3.2 - Malha inicial (esq.) e malha deformada	39
Fig. 5.9 - Cenário F3.3 - Malha inicial (esq.) e malha deformada	39
Fig. 5.10 - Cenário F4.1 - Malha inicial (sup.) e malha deformada	40
Fig. 5.11 - Cenário F4.2 - Malha inicial (sup.) e malha deformada	41
Fig. 5.12 - Cenário F4.3 - Malha inicial (sup.) e malha deformada	41
Fig. 5.13 - Cenário F4.5 - Malha inicial (sup.) e malha deformada	41
Fig. 5.14 - Cenário F4.6 - Malha inicial (sup.) e malha deformada	41
Fig. 5.15 - Cenário F4.7 - Malha inicial (sup.) e malha deformada	42

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 – Cenários de estudo.....	2
Quadro 2.1 - Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica simplificada da capacidade resistente ao carregamento de uma fundação superficial [1].....	13
Quadro 2.2 – Parâmetros adimensionais de capacidade de carga.....	15
Quadro 3.1 - Características dos solos.....	19
Quadro 3.2 - Resultados Atrítico vs. Coesivo - PLAXIS	20
Quadro 3.3 – Resultados Atrítico vs. Coesivo – Sigma/W.....	20
Quadro 3.4 – Comparação de tipo de malha – SigmaW	21
Quadro 3.5 - Comparação de resultados malha 5mx3m – PLAXIS e Sigma/W	23
Quadro 3.6 - Comparação de resultados malha 10mx10m – PLAXIS e Sigma/W	25
Quadro 4.1 - Configuração do modelo – Evolução de resultados com aumento da dimensão da malha	30
Quadro 4.2 - Excerto de resultados para malhas 5mx5m.....	32
Quadro 4.3 – Malha 10mx5m – Variação do grau de refinamento.....	33
Quadro 5.1 - Cenários em análise.....	35
Quadro 5.2 - Cenário F1 – Carga Inclinada	36
Quadro 5.3 - Cenário F2 – Inclinação da base da fundação.....	37
Quadro 5.4 - Cenário F3 – Inclinação do terreno	39
Quadro 5.5 - Cenário F4 – Proximidade do firme.....	40

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

B – Largura de uma fundação superficial

c' – Coesão

E – Módulo de Young

L – Dimensão longitudinal de uma fundação superficial

N – Componente normal de força aplicada a uma secção

N_c , N_γ , N_q – Coeficientes da capacidade resistente ao carregamento vertical de uma sapata

Q_{ult} – Capacidade resistente de uma fundação superficial

T – Componente tangencial de força aplicada a uma secção

U – Resultante das pressões de água numa dada área

u – Pressão neutra

γ – Peso volúmico

ν – Coeficiente de Poisson

σ' – Tensão efetiva

σ – Tensão normal

τ – Tensão tangencial

ϕ' – Ângulo de atrito

MEF – Método dos Elementos Finitos

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

As fundações permitem a transmissão de ações da superestrutura para o solo, sendo por isso fundamental uma caracterização completa do seu comportamento em termos de assentamentos e da resistência do solo a essas ações.

As fundações dividem-se em dois tipos - superficiais e profundas, sendo utilizadas consoante o tipo de solo. As fundações superficiais, ou sapatas, são geralmente menos dispendiosas do que as fundações profundas, mas dependem da resistência e qualidade superficial do solo. Quando esta qualidade não é garantida a nível superficial é necessário recorrer a camadas mais profundas do solo que apresentem a resistência requerida às solicitações, sendo para tal necessário fundações profundas. A fundação é dita superficial quando a relação da dimensão (D) pela largura (B) é inferior a 4 (Fig. 1.1).

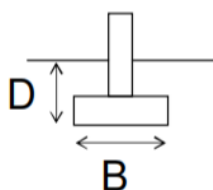


Fig. 1.1 - Relação altura-largura de uma sapata isolada

Dentro das fundações superficiais, é possível encontrar sapatas isoladas, contínuas e ensoleiramentos gerais (Fig. 1.2); todas tiram partido da capacidade resistente superficial do solo, mas são utilizadas em função do tipo de construção, do solo e das solicitações.

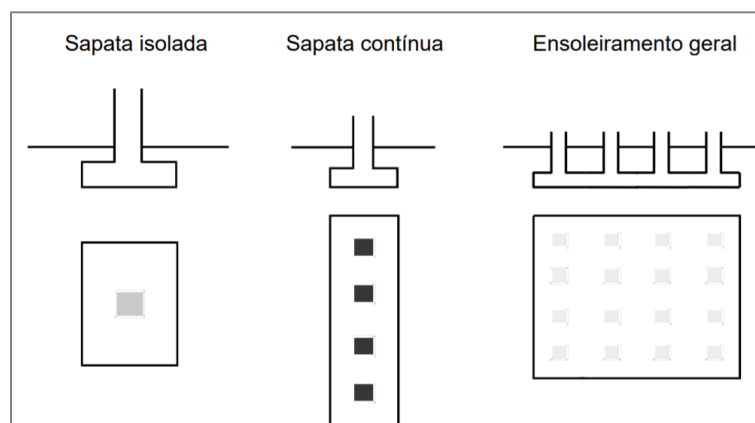


Fig. 1.2 - Tipos de fundações superficiais (<http://www.civil.ist.utl.pt>)

Para a avaliação da capacidade de carga das fundações não existe uma solução exata para solos reais, existindo diversas aproximações para o cálculo do seu valor teórico. O MEF apresenta-se como uma alternativa mais eficiente e precisa, em que através do recurso a modelos numéricos é possível chegar a valores para a capacidade de carga de fundações.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo da presente dissertação é analisar o comportamento de três programas de modelação baseados no MEF para cálculo da carga de rotura de fundações superficiais, através da comparação dos resultados numéricos com os resultados analíticos.

Os programas alvo de análise serão o PLAXIS 2D, Sigma/W e RS2 (Phase²). A sua escolha prende-se com o facto de serem programas comerciais muito utilizados, quer no ensino, quer em projeto. Serão considerados diversos cenários, que variam no tipo de sapata (rígida ou flexível), solo e fatores corretivos aplicados, como é possível verificar no Quadro 1.1.

Quadro 1.1 – Cenários de estudo

Cenário	Sapata	Solo	Fator corretivo
F1.1	Rígida	Puramente Coesivo	F1 – Inclinação da Carga Aplicada (14°)
F1.2	Flexível	Puramente Coesivo	F1 – Inclinação da Carga Aplicada (14°)
F1.3	Rígida	Puramente Atrítico	F1 – Inclinação da Carga Aplicada (14°)
F1.4	Flexível	Puramente Atrítico	F1 – Inclinação da Carga Aplicada (14°)
F2.1	Rígida	Puramente Coesivo	F2 – Inclinação da Base da Fundação (8°)
F2.2	Flexível	Puramente Coesivo	F2 – Inclinação da Base da Fundação (8°)
F2.3	Rígida	Puramente Atrítico	F2 – Inclinação da Base da Fundação (8°)
F2.4	Flexível	Puramente Atrítico	F2 – Inclinação da Base da Fundação (8°)
F3.1	Rígida	Puramente Coesivo	F3 – Inclinação do Terreno (8°)
F3.2	Flexível	Puramente Coesivo	F3 – Inclinação do Terreno (8°)
F3.3	Rígida	Puramente Atrítico	F3 – Inclinação do Terreno (8°)
F3.4	Flexível	Puramente Atrítico	F3 – Inclinação do Terreno (8°)
F4.1	Rígida	Puramente Coesivo	F4 – Proximidade do Firme (1 m)
F4.2	Flexível	Puramente Coesivo	F4 – Proximidade do Firme (1 m)
F4.3	Rígida	Puramente Atrítico	F4 – Proximidade do Firme (1 m)
F4.4	Flexível	Puramente Atrítico	F4 – Proximidade do Firme (1 m)
F4.5	Rígida	Puramente Coesivo	F4 – Proximidade do Firme (0,5 m)
F4.6	Flexível	Puramente Coesivo	F4 – Proximidade do Firme (0,5 m)
F4.7	Rígida	Puramente Atrítico	F4 – Proximidade do Firme (0,5 m)
F4.8	Flexível	Puramente Atrítico	F4 – Proximidade do Firme (0,5 m)

Dada a variedade dos cenários em análise, o estudo está dividido em duas partes. Numa primeira fase, mais expedita, será modelado um cenário onde os fatores corretivos mencionados no Quadro 1.1 têm valor unitário.

Através desta primeira modelação, tendo por base quer a aproximação aos resultados analíticos, quer o tempo de simulação e a facilidade de manipulação dos vários programas, será escolhido um deles, partindo-se para a segunda parte do estudo, na qual o programa que tiver apresentado o melhor ajuste irá modelar os restantes cenários do Quadro 1.1, o que permitirá analisar com mais pormenor o comportamento desse programa nas diversas situações alternativas.

1.3. ESTRUTURA

A dissertação está dividida em seis capítulos, acrescidos das referências bibliográficas e anexos.

Sendo no primeiro capítulo descritos o tema e objetivos deste trabalho, no segundo capítulo refere-se a teoria subjacente à problemática em estudo, a capacidade de carga de fundações superficiais, assim como a obtenção dos resultados teóricos que servirão de base para comparação com os resultados numéricos. No terceiro capítulo são apresentados os três programas numéricos alvo de análise, assim como as modelações realizadas com esses programas para o cenário mais básico, com fatores corretivos de valor unitário, seguindo-se a escolha e justificação do programa com o qual será feito o estudo mais completo dos diversos cenários em análise. O quarto capítulo dará lugar à configuração do modelo, onde se estudam diversas dimensões de malhas, assim como diferentes graus de refinamento. No quinto capítulo, realiza-se a apresentação e análise dos resultados numéricos para os casos apresentados no Quadro 1.1, verificando-se o seu ajuste aos resultados analíticos. No sexto e último capítulo são apresentadas as conclusões obtidas.

2 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

2.1. MECÂNICA DOS SOLOS

2.1.1. TENSÕES EM MACIÇOS

Os solos resultam da decomposição das rochas que cobrem a superfície terrestre. São compostos por três fases:

- Sólida – Minerais e material orgânico
- Líquida – Água
- Gasosa – Ar

O solo não é um meio contínuo, pois existem vazios na sua constituição. A relação entre o volume de vazios e o volume total traduz-se na porosidade do solo.

Por não ser um meio contínuo, a noção de tensão torna-se um conceito mais complexo. Um solo deforma-se ao sofrer solicitações e essas deformações dependem das suas propriedades mecânicas e do tipo de carregamento.

Na Fig. 2.1 está representado um solo em equilíbrio estático, sob ação do seu peso próprio e das cargas aplicadas.

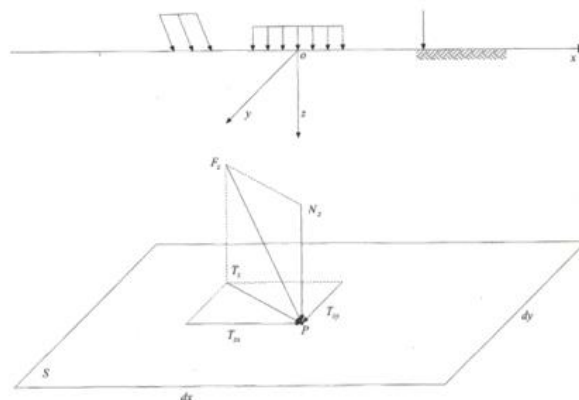


Fig. 2.1 - Transmissão de forças numa superfície S [2]

A superfície S , com as dimensões dx e dy , é suficientemente pequena para se considerar que a carga atuante no ponto P se distribui uniformemente. É através desta superfície que uma parte do maciço terroso (solo) transmite à outra parte uma força F_z , com componentes normal (N_z) e tangencial (T_z).

A componente tangencial pode ainda ser decomposta segundo os eixos x e y, resultando nas componentes T_{zx} e T_{zy} .

Quando não há cargas aplicadas ao solo, ou seja, é apenas o peso próprio a atuar, a tensão total vertical passa a designar-se como tensão total ($\sigma = \sigma_z$). Naturalmente, a forma de a calcular é através do cálculo do peso total de solo acima do ponto em questão.

Quando um solo está preenchido por água, a superfície que limita superiormente essa massa de água é designada por nível freático. A pressão da água nos poros do solo é designada por pressão neutra, representada pela letra u.

Consequentemente, quando temos um solo saturado, o valor da componente normal da força transmitida através da secção S, N_z , passa a ser uma soma entre a componente normal da força resultante do contacto entre as partículas sólidas do maciço terroso, N'_z , com a força da água nos poros. Ou seja:

$$N_z = U + N'_z \quad (2.1)$$

U representa a força dos poros da água. Se nesta equação dividirmos pelos lados da superfície S, resulta:

$$\frac{N'_z}{dx * dy} = \frac{N_z}{dx * dy} - \frac{U}{dx dy} \quad (2.2)$$

Consequentemente, resulta:

$$\sigma' = \frac{N'_z}{dx * dy} = \sigma - u \quad (2.3)$$

Esta equação representa o princípio da tensão efetiva devido a Terzaghi. A tensão σ' é designada por tensão efetiva, que na realidade representa a tensão total aplicada ao conjunto de partículas sólidas num determinado ponto de um certo solo.

Em termos de tensões tangenciais não existe qualquer distinção entre as tensões totais e efetivas, pois os fluidos não equilibram tensões tangenciais.

Existe ainda um outro tipo de tensões, as tensões virgens. Estas englobam as tensões tectónicas e ainda as de repouso, que existem devido ao peso próprio do solo, ou seja, são as que estão previamente instaladas no solo sem que exista uma alteração, seja por aplicação de carga, remoção do solo, entre outras.

2.1.2. CÍRCULO DE MOHR

Consoante o plano em consideração, as tensões atuantes (normal e tangencial) e o seu ponto de aplicação variam. Há sempre três planos onde a tensão atuante é normal ao plano, onde não há tensão tangencial. Estes planos são normais entre si e neles atuam as chamadas tensões principais, sendo que a maior delas é designada σ_1 , a menor σ_3 e a intermédia σ_2 .

Na área da mecânica dos solos importa apenas conhecer σ_1 e σ_3 pois a resistência de um solo depende da tensão tangencial que advém da diferença entre σ_1 e σ_3 .

O estado de tensão pode ser representado por um método gráfico, com um sistema de eixos onde as abcissas representam as tensões normais (σ) e as ordenadas as tensões tangenciais (τ)

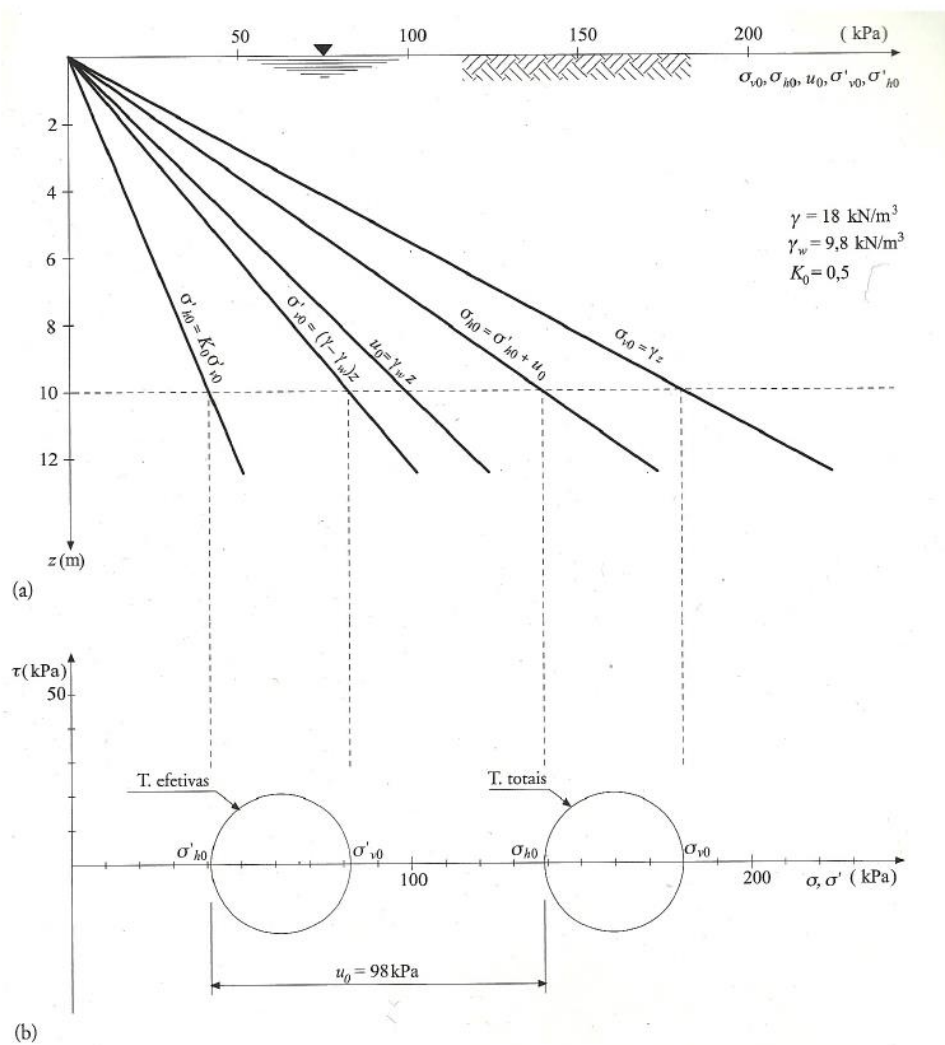


Fig. 2.2 - Círculo de Mohr - Tensões efetivas e tensões totais

2.1.3. TENSÃO DE CORTE

Tal como é possível ver na Fig. 2.1, a tensão tangencial gerada pela força T_z , tende a cortar a parte do maciço que se encontra acima da superfície designada pela letra S; esta tensão é conhecida como tensão de corte ou de cisalhamento.

Qualquer ação induzida num terreno vai alterar o estado de tensões de repouso do mesmo, por exemplo, uma sapata superficial que descarrega o peso de um edifício num determinado solo. É por isso importante que se realize uma análise à capacidade resistente do solo.

2.1.4. MODELO REOLÓGICO

Um material com um comportamento elástico caracteriza-se por as deformações que lhe forem induzidas por intermédio de um carregamento se anularem quando o carregamento deixa de existir. Pode-se ainda distinguir dois tipos de comportamentos elásticos, o linear e o não linear. A diferença consiste na proporcionalidade ou na não proporcionalidade entre a deformação sofrida com a tensão aplicada. É linear o material que apresenta proporcionalidade e não linear o outro caso.

No entanto, existe um outro tipo de deformação, a plástica. No caso elástico, toda a deformação era recuperada na descarga, já no caso de um material plástico, mesmo com a remoção da carga aplicada as deformações mantêm-se.

Usualmente os materiais apresentam primeiro um comportamento elástico e só depois plástico, ou seja, um comportamento elastoplástico. O valor para a qual existe a transição entre comportamentos é designado por tensão de cedência.

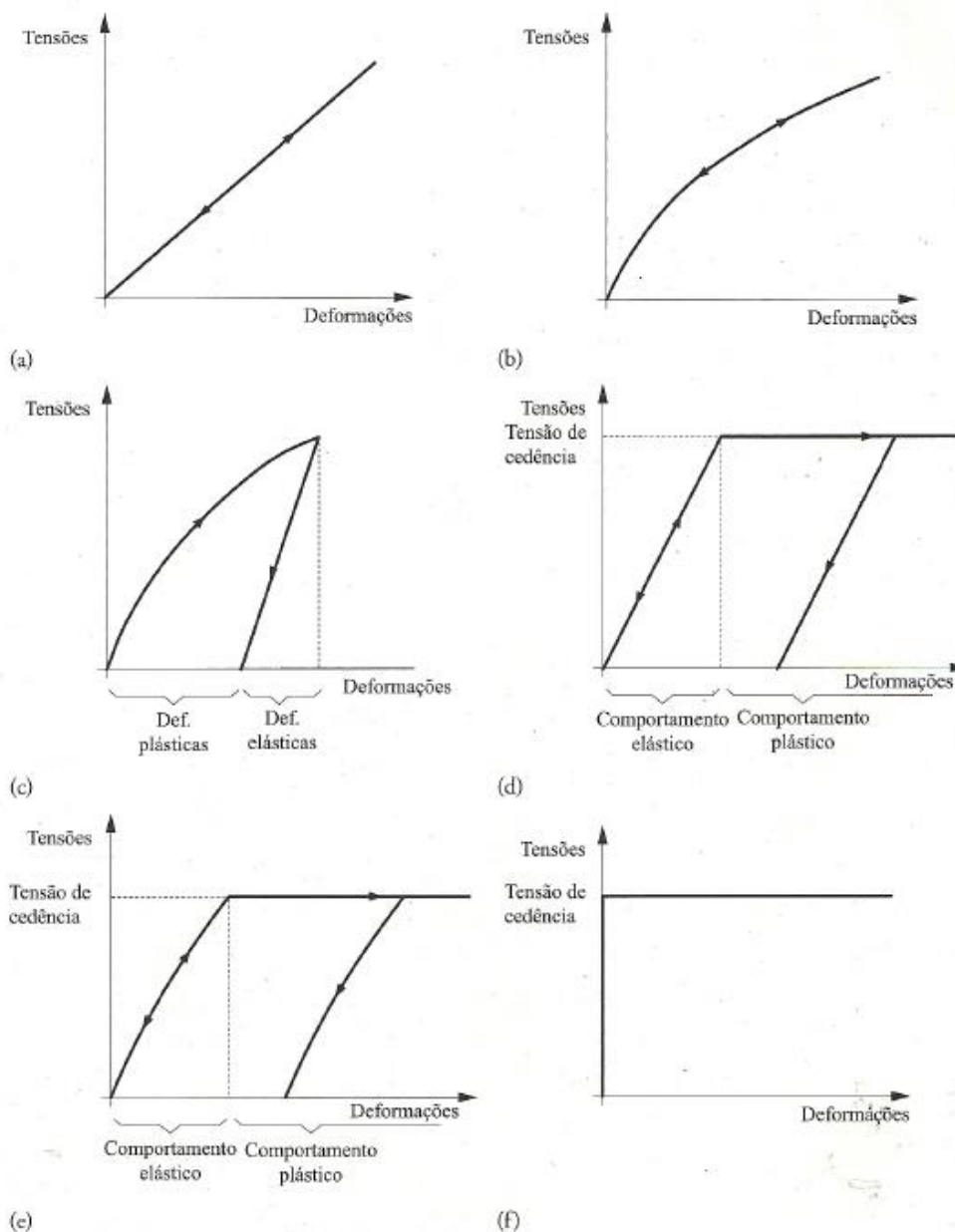


Fig. 2.3 - Tipos de deformações

Nos solos, a resistência ao corte, valor para o qual entra em rotura, depende dos seguintes parâmetros:

- Coesão
- Ângulo de atrito

A maior parte dos solos entra em rotura de acordo com o critério de Mohr-Coloumb. Segundo este, o valor para a qual o solo entra em rotura obedece à seguinte relação entre a componente normal σ'_f e a componente tangencial τ'_f :

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \operatorname{tg} \phi' \quad (2.4)$$

De notar que o índice f aqui utilizado visa indicar que as componentes correspondem à rotura.

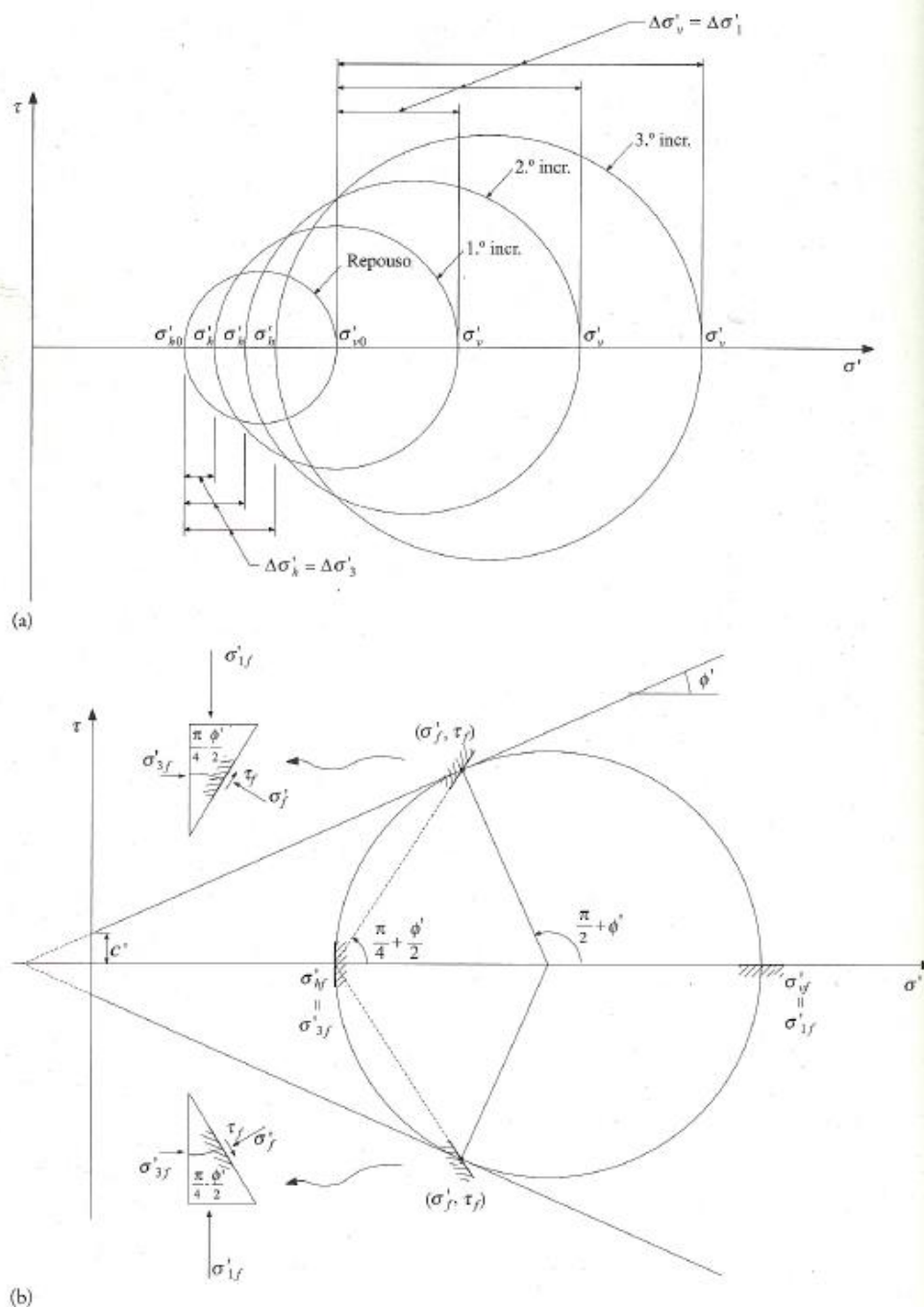


Fig. 2.4 - Círculo de Mohr - Influência do ângulo de atrito e da coesão

Pela Fig. 2.4 facilmente se percebe que a inclinação da envolvente de Mohr-Coulomb depende do valor do ângulo de atrito, ou seja, quanto maior o valor deste, maior será o valor para o qual o solo entra em rotura. A coesão cria uma translação nessa mesma envolvente, quanto maior o seu valor também será o da rotura.

2.2. CAPACIDADE DE CARGA

Uma fundação define-se como uma estrutura cuja função é transmitir ao solo as cargas que recebe da superestrutura. Existem dois grandes grupos de fundações, as superficiais e as profundas. As fundações superficiais, ou diretas, transmitem a carga ao solo através da sua base (camada portante) sendo a interação lateral com o terreno desprezável, ao contrário de uma fundação profunda, onde a transmissão da carga é feita através da interação da superfície lateral (fuste) da fundação com o solo.

“Na grande maioria das fundações de edifícios e pontes as forças verticais são claramente predominantes, sendo as forças horizontais, normalmente associadas a ações variáveis ou até de acidente, como o vento e os sismos, de grandeza modesta ou moderada. Compreende-se assim que em regra as fundações superficiais tenham base horizontal.” [1]

Os estados limites a considerar no dimensionamento de fundações diretas são a rotura do terreno e os assentamentos excessivos, estando o primeiro associado ao estado limite último, enquanto que o segundo está associado ao estado limite de utilização (por vezes podem induzir também um estado limite último).

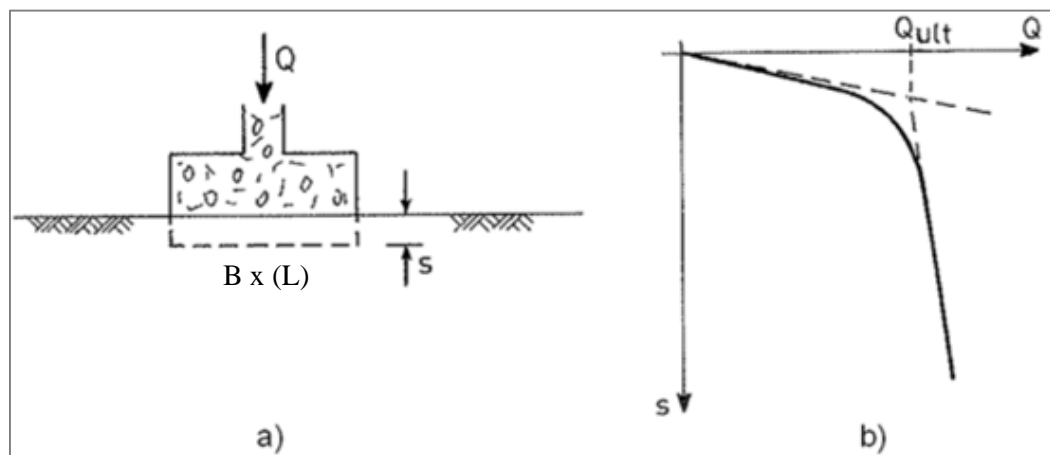


Fig. 2.5 - Carga de rotura teórica (<https://paginas.fe.up.pt>)

Na Fig. 2.5a, numa sapata com dimensão $B \times L$ é aplicada uma carga Q . Na Fig. 2.5b o gráfico carga-assentamento apresenta uma parte inicial aproximadamente linear-elástica até ao ponto onde o terreno atinge a rotura, onde é possível verificar uma zona de transição (curva) que dá lugar a um novo troço. A interseção das tangentes do troço inicial e final, de declive mais acentuado, corresponde ao ponto conhecido por carga de rotura teórica, Q_{ult} .

Os modos de rotura são vários, estando dependentes da rigidez do solo de fundação assim como da profundidade da mesma. Na Fig. 2.6 podemos ver os 2 modos de rotura existentes.

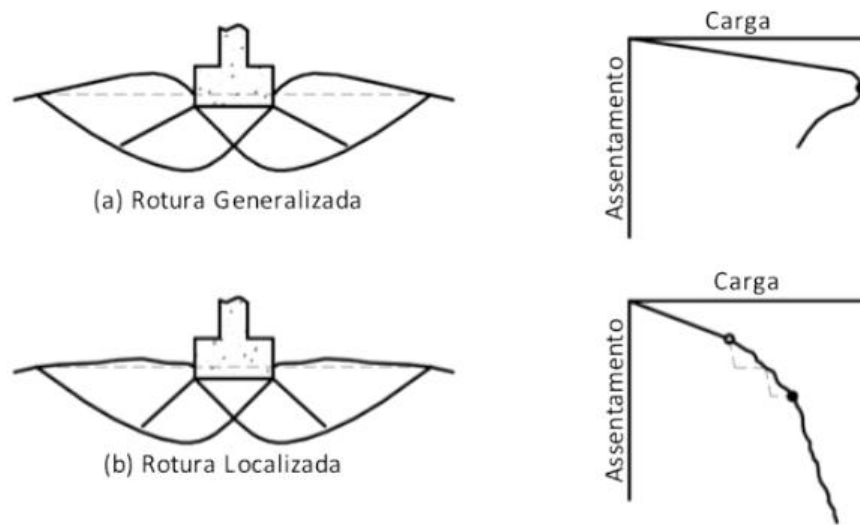


Fig. 2.6 - Modos de rotura de uma fundação superficial

A configuração da curva final está dependente do tipo de solo. O primeiro caso é para solos arenosos e argilas carregadas em condições não drenadas, apresentando uma curva relativamente curta e que aparece de forma súbita, sendo praticamente vertical. O segundo caso representa solos arenosos soltos e argilas carregadas em condições drenadas; o troço final tem um declive menos acentuado que o primeiro caso e bastante mais extenso, produzindo assentamentos muito elevados.

A partir da teoria da plasticidade, Terzaghi, 1943, desenvolveu uma teoria para determinar o valor da capacidade de carga de uma fundação.

Na rotura por corte do solo, é possível observar três cunhas distintas plastificadas, tal como se pode observar na figura seguinte.

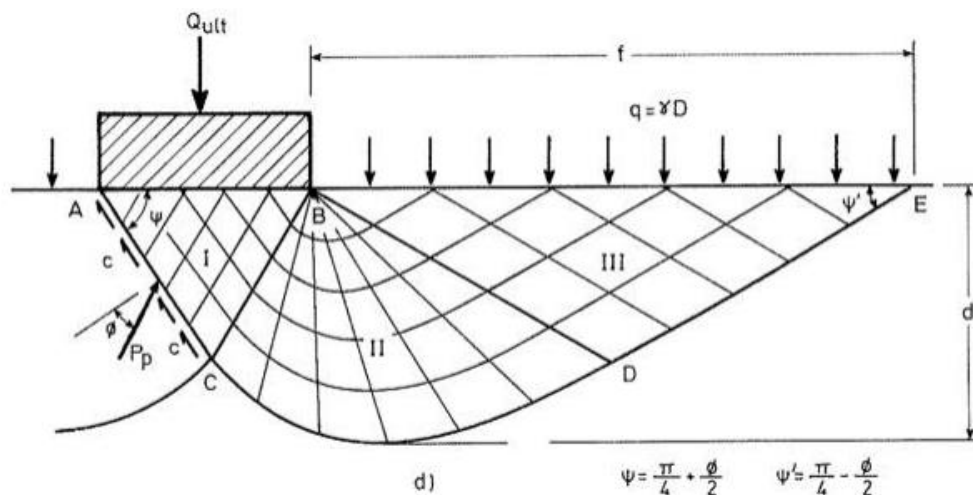


Fig. 2.7 - Zonas de corte correspondentes à carga de rotura

A cunha I acompanha a sapata durante o seu movimento descendente e encontra-se no estado limite ativo de Rankine, “empurrando” por sua vez a cunha II lateralmente, provocando um deslocamento lateral e ascendente da cunha III que se encontra, por sua vez, no estado limite passivo de Rankine.

Através do estudo do equilíbrio da cunha I, é possível chegar à equação:

$$Q_{ult} = 2P_p \cos(\psi - \phi) + c * tg(\psi) - \frac{\gamma B^2}{4} tg(\psi) \quad (2.5)$$

Ao dividir esta equação pela largura da sapata B, obtém-se:

$$q_{ult} = \frac{2P_p}{B} \cos(\psi - \phi) + c * tg(\psi) - \frac{\gamma B}{4} tg(\psi) \quad (2.6)$$

Como P_p é a única grandeza desconhecida, este problema tem apenas solução exata para problemas em que o material não tem P_p . Através da adaptação de trabalhos prévios, Caquot (1943) chega à seguinte equação:

$$q_{ult} = c * N_c + q * N_q \quad (2.7)$$

No entanto, esta equação não contabilizava o peso. Buisman (1940) e posteriormente Terzaghi (1943), admitindo uma sapata que se encontrava à superfície ($q=0$) dum solo onde era nula a coesão, propõem a seguinte equação:

$$q_{ult} = \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad (2.8)$$

Consequentemente, juntando as duas equações (2.3) e (2.4), obtemos a equação final:

$$q_{ult} = c * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad (2.9)$$

N_c , N_q e N_γ são parâmetros adimensionais, que variam apenas consoante o ângulo de atrito do solo.

A equação 2.9 pode ser aplicada tanto para tensões efetivas como para tensões totais.

No caso de tensões totais, $\phi=0^\circ$, a equação 2.9 fica:

$$q_{ult} = c_u * N_c + q = c_u(\pi + 2) + q = 5,14 * c_u + q \quad (2.10)$$

sendo c_u a resistência não drenada do solo.

Já numa análise em tensões efetivas a equação 2.9 apresenta-se da seguinte forma:

$$q_{ult} = c' * N_c + q' * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad (2.11)$$

onde c' representa a coesão em tensões efetivas, N_c , N_q e N_γ são obtidos a partir de ϕ' , q' é a tensão efetiva vertical ao nível da base da sapata e γ o peso específico do solo.

A Fig. 2.8 [1] apresenta os diferentes fatores corretivos para o cálculo da capacidade de carga das sapatas. Estes fatores são utilizados quando nos confrontamos com uma geometria diferente. O valor da carga para a qual existe a rotura é alterado e como tal foi desenvolvido um estudo para se determinar de que forma estes fatores influenciam o valor da carga de rotura. Os fatores corretivos são:

- Forma da fundação (não vai ser abordado neste trabalho)
- Inclinação da carga
- Inclinação da base da fundação
- Inclinação da superfície do terreno
- Proximidade do firme.

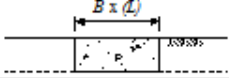

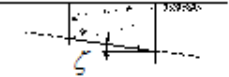
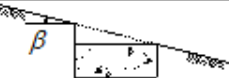
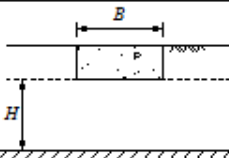
Efeito	Variáveis	Factores corretivos	Condição de neutralidade	Esquema
Forma da fundação	B, L	s_c, s_q, s_γ	$L = \infty$	
Inclinação da carga	V, H	i_c, i_q, i_γ	$H = 0$	
Inclinação da base da fundação	ζ	b_c, b_q, b_γ	$\zeta = 0$	
Inclinação da superfície do terreno	β	g_c, g_q, g_γ	$\beta = 0$	
Proximidade do firme	B, H	f_c, f_q, f_γ	$H = \infty$	

Fig. 2.8 - Fatores corretivos [1]

No Quadro 2.1 apresenta-se a forma de calcular o valor dos fatores corretivos já apresentados na Fig. 2.8 - Fatores corretivos [1].

Estas parcelas são calculadas consoante o tipo de solo existente, por exemplo, num solo puramente coesivo considera-se uma análise em tensões totais. Consequentemente apenas a 1ª parcela, da coesão, entra para o cálculo. Já numa análise em tensões efetivas, poderá considerar-se qualquer uma das parcelas. Acrescenta-se também que o efeito da forma da sapata não será analisado neste trabalho.

Quadro 2.1 - Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica simplificada da capacidade resistente ao carregamento de uma fundação superficial [1]

Efeito	1º Parcela (coesão)	2º Parcela (sobrecarga)	3º Parcela (peso)
Forma da sapata	Análise em t. efetivas $s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \phi'$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B}{L}$
	Análise em t. totais $s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$	EC7 (Vesic tem $\tan \phi'$ em vez de $\sin \phi'$)	EC7 (Vesic tem 0,4 em vez de 0,3)
Inclinação da carga	Análise em t. efetivas $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'}$		
	Análise em t. totais $i_c = \frac{1}{2} \left[1 + \left(1 - \frac{H}{Ac_U} \right)^{0,5} \right]$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + BLC' \cot \phi'} \right)^m$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + BLC' \cot \phi'} \right)^{m+1}$
	com $H \leq Ac_U$		

Análise em t. efetivas			
Inclinação da base da fundação	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'}$		
	Análise em t. totais	$b_q = (1 - \zeta \tan \phi')^2$	$b_\gamma = (1 - \zeta \tan \phi')^2$
	$b_c = 1 - \frac{2\zeta}{\pi + 2}$		
(Com ζ em radianos)			
Análise em t. efetivas			
Inclinação da superfície do terreno	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$		
	Análise em t. totais	$g_q = (1 - \tan \beta)^2$	$g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$
	$g_c = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}$		
(Com β em radianos)			
Proximidade do firme	f_c	f_q	f_γ

Os fatores corretivos listados no Quadro 2.1, quando combinados com a equação 2.11, resultam na seguinte equação:

$$q_{ult} = c' * N_c * s_c * i_c * b_c * g_c * f_c + q' * N_q * s_q * i_q * b_q * g_q * f_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * b_\gamma * g_\gamma * f_\gamma \quad (2.12)$$

Na Fig. 2.9 [1], pode-se analisar o gráfico que ilustra a variação com o ângulo de atrito das dimensões da zona plastificada sob a sapata. As dimensões (d e f) estão representadas na Fig. 2.7.

Esta relação é feita entre a base da sapata, B , e a distância d . Através do gráfico é possível retirar o valor de d/B . A relação está dependente do ângulo de atrito e, no caso de um solo que seja puramente coesivo assume-se que o ângulo de atrito é igual zero, portanto por observação da figura sabe-se que a dimensão da zona plastificada será aproximadamente igual a $0,8*B$. Numa sapata com 2m de largura, a dimensão da zona plastificada será 1,6m. Quanto maior for o ângulo de atrito, maior será esta dimensão (mantendo a base da sapata igual).

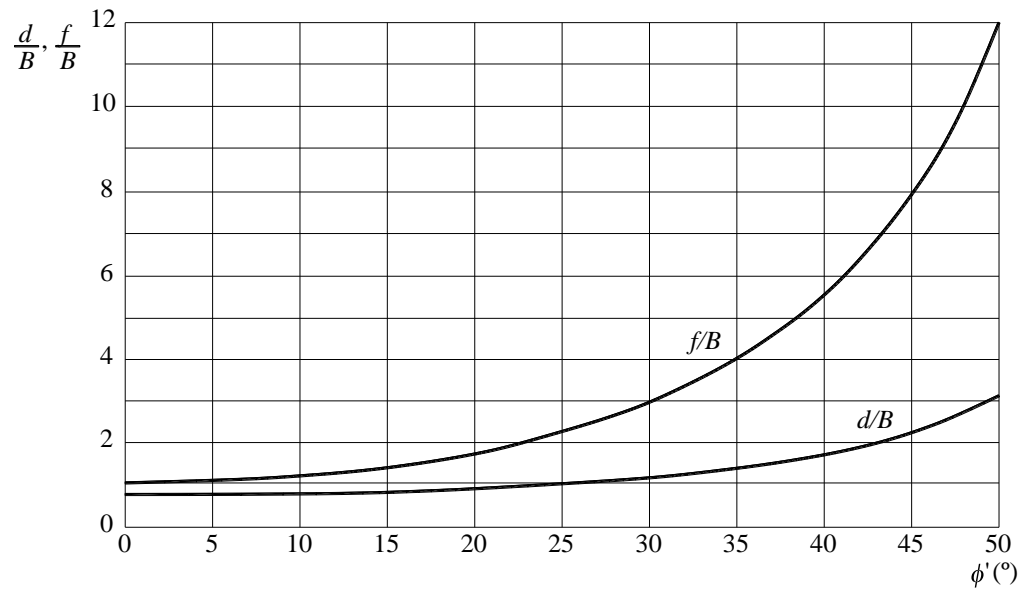


Fig. 2.9 - Dimensões da zona plastificada sob a sapata [1]

No Quadro 2.2 apresentam-se os parâmetros adimensionais para o cálculo da carga de ruptura. Estes são dependentes do ângulo de atrito (ϕ).

Quadro 2.2 – Parâmetros adimensionais de capacidade de carga

ϕ	N_c	N_q	N_y
0	5,14	1	1
20	14,83	6,40	2,86
21	15,81	7,07	3,37
22	16,88	7,82	3,97
23	18,05	8,66	4,67
24	19,32	9,60	5,50
25	20,72	10,66	6,46
26	22,25	11,85	7,60
27	23,94	13,20	8,94
28	25,80	14,72	10,52
29	27,86	16,44	12,40
30	30,14	18,40	14,62

3

PROGRAMAS DE ANÁLISE

3.1. INTRODUÇÃO

Apesar de não ser possível apresentar uma data exata para a invenção do Método dos Elementos Finitos (MEF), o seu início remonta à década de 1940 quando aparece a necessidade de resolver problemas complexos ligados à área da Engenharia Civil e Aeronáutica. No entanto, só a partir de 1960, com os avanços na computação, é que este método numérico ganhou a sua importância.

O MEF consiste em discretizar um determinado sistema em partes mais pequenas, os chamados elementos, que têm dimensões finitas - “elementos finitos”. O MEF apresenta-se como uma simulação matemática de um processo real físico, permitindo resolver problemas complexos subdividindo-os em problemas mais simples.

O número infinito de variáveis desconhecidas que constituem um problema é transformado num número limitado de elementos interligados por nós formando uma malha; estes elementos podem apresentar formas distintas (triangulares, quadriláteros, entre outros), que variam consoante o tipo e dimensão do problema em análise, assim como do tipo de programa utilizado. O MEF permitirá a resolução de problemas, não de uma maneira exata, mas de forma aproximada recorrendo a modelos numéricos. O ajuste desta aproximação dependerá do número de elementos e nós da malha, do seu tipo e tamanho. Considera-se mais refinada uma malha quanto maior for o número de elementos e nós e menor for o seu tamanho; este refinamento conduzirá uma maior precisão de resultados.

Na presente dissertação, por forma a analisar o fenómeno do carregamento à rotura de fundações superficiais, este fenómeno será traduzido num modelo matemático recorrendo a três programas, baseados no MEF utilizados na disciplina “Métodos Numéricos em Geotecnia”, do ramo de Geotecnia, sendo estes:

- PLAXIS 2D, Plaxis BV;
- Sigma/W, GeoSlope;
- Phase², Rocscience.

3.2. PROGRAMAS UTILIZADOS

Apesar de todos os referidos programas serem baseados no MEF, estes apresentam características distintas. O maior destaque recai para a forma dos elementos assim como o número de nós. Os nós influenciam os graus de liberdade, quanto maior for esse número será expectável que o resultado numérico seja de melhor qualidade, leia-se, mais aproximado do valor analítico.

De seguida faz-se uma breve introdução aos programas utilizados, expondo o tipo de elementos e o número de nós permitidos. Será um ponto de partida para a análise a efetuar no decorrer deste trabalho e que serve de base para algumas decisões a serem tomadas.

3.2.1. PLAXIS

O primeiro programa, PLAXIS, foi desenvolvido pela universidade de Delft, na Holanda.

Inicialmente, foi desenvolvido como uma ferramenta para analisar o aterro num rio no seu país de origem, Holanda. Pouco tempo depois, foi criada a empresa Plaxis BV e o programa expandiu, tanto nas suas potencialidades, isto é, permite analisar diferentes problemas da área da Geotecnia, assim como no número de países onde está presente.

Atualmente é um dos programas mais utilizados a nível mundial para o efeito, uma vez que está preparado para lidar com muitos processos complexos da geotecnia.

Uma das características inerentes a este programa é que os seus elementos são triangulares, podendo ser compostos por 6 ou 15 nós.

O PLAXIS distingue-se por permitir uma análise não linear, ativando-se a opção “Large Deformations”.

A versão utilizada é a V8 e é a 2D.

3.2.2. SIGMA/W

Pertence à empresa GeoSlope, com sede no Canadá. Está presente a nível mundial e já existe desde 1977. O Sigma/W é um de vários programas integrados na plataforma GeoStudio.

Os seus elementos podem ser triangulares ou quadrangulares ou então, uma combinação dos dois. Por defeito o número de nós dos elementos triangulares é 3 e dos quadrangulares 4, podendo ser ativada a opção de nós secundários, aumentando assim o número de nós para 6 ou 9, respetivamente.

Este programa permite interligar diferentes modelações numa só e atribuir relações de “parentesco” entre as modelações.

A versão utilizada é a de 2018, 2D.

3.2.3. PHASE²

O Phase² pertence à empresa Rocscience e está disponível desde o ano de 1996. Permite elementos quadrangulares.

3.3. ESTUDO DOS PROGRAMAS

Para a utilização dos programas mencionados infra é necessário conhecer as funcionalidades dos mesmos, percebendo se são adequados à problemática em causa. Como tal, numa primeira fase, será analisada de forma extensiva as potencialidades de cada programa, permitindo depois, na denominada segunda fase, realizar uma comparação entre os três programas.

Relativamente à primeira fase, compara-se os resultados entre um solo puramente atrítico e outro puramente coesivo; isto irá servir como base na escolha do tipo de solo a utilizar na comparação entre os programas.

Na comparação dos resultados, na segunda fase, serão fixadas duas malhas com dimensões distintas, uma de 5mx3m e outra de 10mx10m. Para que a comparação seja possível terão que se fixar denominadores comuns.

Nestas análises, e uma vez que se pretende um estudo mais expedito das potencialidades dos programas, todas as modelações vão tirar partido do efeito de simetria relativamente ao eixo das abcissas. Desta forma, a malha será mais reduzida, com um tempo de cálculo inferior. A sapata modelada tem 1m de largura e desenvolvimento infinito. No entanto, devido ao facto de se estar a tirar partido do efeito de simetria, esta sapata de 1m está na realidade a representar metade de uma sapata de 2m.

Os quatro possíveis cenários de análise são os seguintes:

- Sapata rígida – Solo puramente coesivo
- Sapata rígida – Solo puramente atrítico
- Sapata flexível – Solo puramente coesivo
- Sapata flexível – Solo puramente atrítico

Uma sapata infinitamente rígida é simulada por um deslocamento imposto, já uma sapata infinitamente flexível por uma carga distribuída, casos extremos que não são totalmente representativos da realidade. Uma sapata, devido ao contraste existente entre a mesma e o solo que a suporta, é considerada como um elemento rígido. No entanto, não se pode considerar como um elemento infinitamente rígido. Por uma questão de simplificação abrevia-se sapata infinitamente rígida para apenas rígida, o mesmo acontece à sapata flexível.

Para permitir uma comparação mais expedita, apenas um dos 4 casos acima descritos vai ser considerado, tendo sido os casos da sapata flexível descartados por duas razões distintas: nas modelações de teste os resultados não eram tão ajustados como para as sapatas rígidas e, na realidade, não há sapatas flexíveis.

No entanto, é necessário compreender qual dos solos apresenta melhores resultados na modelação. É nesta primeira fase, de estudo individual dos programas, que se vai perceber qual dos solos é melhor representado por uma modelação numérica.

As características dos solos em análise são as apresentadas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Características dos solos

Parâmetro	Atrítico	Coesivo
c' (kPa)	0	20
ϕ (°)	30	0
E (kPa)	20 000	20 000
ν	0,35	0,35
γ (kN/m ³)	20	-

3.3.1. PLAXIS

O programa PLAXIS serviu como ponto de partida neste estudo. É um programa amplamente reconhecido e com bastantes utilizadores a nível mundial.

Foram realizadas várias modelações que permitiram explorar o programa. Por fim, determinou-se uma malha com as dimensões 5mx3m, que, na realidade, representa uma malha de 10mx3m devido aos efeitos de simetria já acima descritos.

No Quadro 3.2 estão representados os resultados obtidos no programa PLAXIS. Foi utilizada uma malha 5mx3m, com grau de refinamento “Fine” e elementos triangulares de 15 nós. É possível constatar que os resultados obtidos para o solo coesivo são superiores aos do solo atrítico.

Quadro 3.2 - Resultados Atrítico vs. Coesivo - PLAXIS

Solo	Numérico	Analítico	Diferença (%)
Atrítico (kN)	262,06	292,40	10,24
Coesivo (kN))	107,06	102,80	4,14

No PLAXIS não é possível modelar um solo atrítico sem atribuir um valor à coesão; por essa razão, foi atribuído um valor igual a 0,001 kN ao parâmetro da coesão. Analisando o Quadro 3.2, pode-se concluir que o melhor resultado é o obtido para um solo puramente coesivo. Apesar de não vir indicado no Quadro 3.2, acrescenta-se que os tempos de cálculo para um solo coesivo são bastante inferiores, o que representa uma vantagem na futura comparação entre programas.

Uma outra nota: na modelação de um solo atrítico, o primeiro passo a realizar é efetuar o cálculo do estado de repouso do solo. Num solo coesivo este passo não se verifica.

3.3.2. SIGMA/W

Tal como foi realizado no programa anterior, PLAXIS, procedeu-se à comparação dos dois tipos de solo. A dimensão da malha é 5mx3m, à semelhança da utilizada em 3.2.1, no programa Plaxis. O tipo de elementos utilizados foi o triangular e ativou-se a opção de nós secundários. Os resultados obtidos nesta comparação seguem no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Resultados Atrítico vs. Coesivo – Sigma/W

Solo	Numérico	Analítico	Diferença (%)
Atrítico (kN)	250,04	292,40	14,48
Coesivo (kN)	109,07	102,8	6,1

Pode-se constatar que os resultados obtidos para um solo coesivo são mais precisos do que para um solo atrítico. Ainda em linha com o programa anterior, o tempo de cálculo para um solo atrítico é superior ao verificado para um solo coesivo.

Ao contrário do programa anterior, na modelação para o caso do solo puramente atrítico, não é necessário introduzir um valor não nulo para a coesão.

O Sigma/W caracteriza-se por permitir dois tipos de elementos: triangulares ou quadrangulares e também uma conjugação dos dois. É, portanto, importante perceber qual dos diferentes elementos apresenta melhores resultados, pois será ideal utilizar o tipo de malha que apresenta os melhores resultados.

Os tipos de malhas permitidas pelo programa são as seguintes:

- Quadrangular/Triangular
- Triangular
- Grelha Retangular de Quadrados
- Grelha Triangular de Quadrados/Triângulos

Quadro 3.4 – Comparação de tipo de malha – SigmaW

Tipo de Malha	Resultado Numérico (kN)	Nº de nós	Resultado Analítico	Diferença (%)
Quadrangular/Triangular (kN)	113,77	1977	102,8	10,67
Triangular (kN)	112,76	2087	102,8	9,68
Grelha retangular de Quadrados (kN)	112,76	2087	102,8	9,68
Grelha triangular de Quadrados/Triângulos (kN)	112,09	1961	102,8	9,03

Este programa permite controlar a dimensão máxima dos elementos, o que se traduz num maior controlo do número de elementos existentes numa determinada malha. O controlo do número de nós está associado ao tipo de elemento selecionado, no entanto, é possível ativar uma opção de elementos secundários, esta opção permite que o elemento tenha mais nós. Tal como foi observado no Plaxis em várias modelações de teste realizadas, um maior número de nós, assim como de elementos, melhora a qualidade dos resultados.

Para se definir o valor do deslocamento imposto, é necessário determinar o número de “passos”, assim como o valor do deslocamento imposto, para cada um desses incrementos, o que se pode revelar algo complicado quando se faz a análise uma primeira vez, isto é, desconhece-se o valor para a qual o solo entra em rotura.

Na Fig. 3.1 pode-se observar um exemplo de como se configura o número de “*Load Steps*”, isto é o número de passos que o programa tem de realizar para chegar a um valor final

Fig. 3.1 - SigmaW – *Load Steps*

Acrescenta-se ainda que um dos desafios proporcionados na modelação com este programa foi definir os valores de convergência. Para valores de convergência altos (0,001m) os resultados não eram fiáveis, no entanto, para valores muito baixos, o cálculo torna-se extremamente moroso e com bastantes iterações para se chegar ao valor pretendido. Após várias experimentações, chegou-se à conclusão que a convergência deve ficar situada em 0,000001m.

A Fig. 3.2 exhibe a janela onde é possível alterar este parâmetro.

Convergence

Max # of Iterations:

Iteration Comparison Criteria

Max. Displacement Difference:

Significant Digits Equal:

Fig. 3.2 - Sigma/W - Convergência

3.3.3. PHASE²

Foram realizadas várias modelações com este programa. Foi possível criar uma malha, à semelhança dos outros programas, assim como realizar o cálculo.

É possível observar-se a malha deformada, no entanto, não há a possibilidade de visualizar o valor para o qual o programa entra em rotura. Na Fig. 3.3 pode-se observar as malhas iniciais e deformada geradas no programa PHASE².

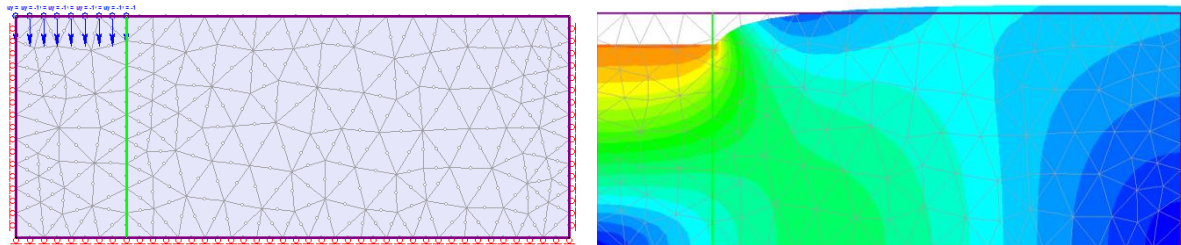


Fig. 3.3 - Malha inicial (esq.) e deformada - PHASE2

Este é um programa de elementos finitos bastante utilizado, no entanto, é um programa mais focado na análise de túneis, como tal, esta opção não está disponível.

O valor para a qual o solo entra em rotura poderá ser estimado; para tal teria que se realizar vários cálculos. O primeiro passo seria aplicar uma carga e realizar a modelação; caso se verificasse a rotura do solo (através da malha deformada), teria que se reduzir a carga, repetindo este procedimento até que se deixasse de verificar a rotura. Este seria um processo de tentativa/erro, no qual se iria ter que despendar bastante tempo.

Assim sendo, o programa fica descartado da futura comparação.

3.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Após a primeira fase de análises, concluiu-se que um solo puramente coesivo é aquele que apresenta melhores resultados numéricos assim como menor tempo de computação. Assim, fará sentido que a comparação entre os diferentes programas seja efetuada com este tipo de solo.

A comparação será dividida em dois grupos distintos:

- Malha de 5mx3m;
- Malha de 10mx10m.

A sapata modelada tem um metro de largura e desenvolvimento infinito e tira partido do efeito de simetria. O valor teórico para o qual o solo entra em rotura é igual a 102,8 kN por metro de desenvolvimento e este valor é igual para todas as modelações. As características do solo estão apresentadas no Quadro 3.1.

Pode-se ainda modelar dois tipos de sapatas, rígidas e flexíveis, a primeira simulada por um deslocamento imposto e a segunda através de uma carga distribuída uniformemente.

Em linha com o realizado no estudo individual, na análise aos dois tipos de solos a comparação será feita para uma sapata rígida, pois tal como já foi referido, esta é a que apresenta melhores resultados assim como a mais aproximada a um cenário real.

Serão usados 2 graus de refinamento, procurando igualar-se o número de nós em cada comparação.

O grau de refinamento 1, no PLAXIS é uma análise com 6 nós, já o grau de refinamento 2 é com 15 nós. Uma das vantagens enunciadas relativamente ao Sigma/W era que este programa de elementos finitos permitia uma maior afinação da malha, onde o utilizador pode escolher o tipo de elemento (quadrangulares, triangulares ou uma combinação destes), a dimensão máxima dos mesmos, assim como ativar a opção de nós secundários. Assim, recorrendo à liberdade permitida pelo programa, configurou-se o modelo tendo como objetivo igualar o número de nós ao das análises efetuadas com o programa PLAXIS. Resumidamente, para cada malha, realiza-se duas comparações, uma primeira para o grau de refinamento 1 e a segunda com o grau de refinamento 2.

3.4.1. MALHA 5MX3M

A primeira malha em análise é a de 5mx3m. Os resultados são apresentados no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 - Comparação de resultados malha 5mx3m – PLAXIS e Sigma/W

	Programa	Elementos	Nós	Tempo	Resultado (kN)	Diferença (%)
Grau de Refinamento 1	<i>Plaxis</i>	1142	2367	7 s	111,44	8,40 %
	Sigma/W	1153	2400	35 s	109,47	6,48 %
Grau de Refinamento 2	<i>Plaxis</i>	1142	9301	48 s	105,50	2,62 %
	Sigma/W	3039	9334	161 s	107,38	4,86 %

Relativamente às modelações com grau de refinamento 1, seguem-se as Fig. 3.4 e Fig. 3.5, modelações do PLAXIS e GeoStudio respetivamente.

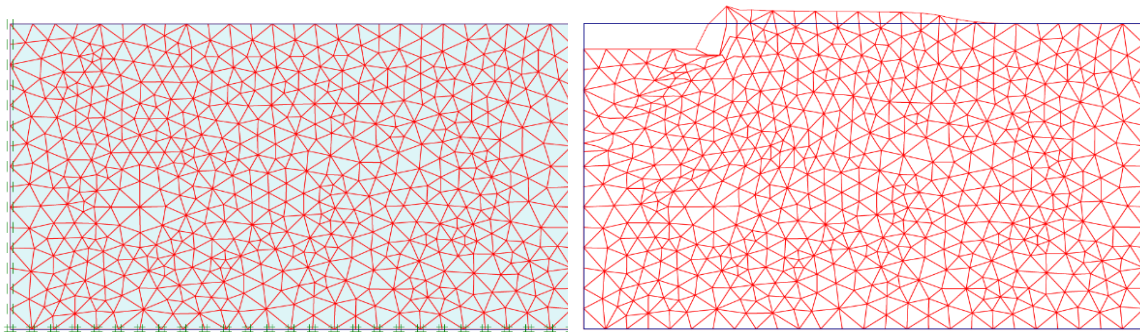


Fig. 3.4 - PLAXIS - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 5mx3m Grau de refinamento 1

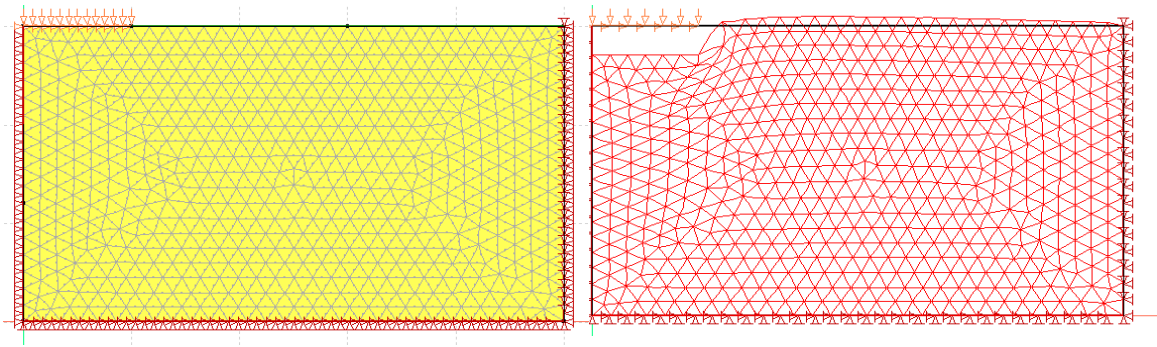


Fig. 3.5 - Sigma/W - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 5mx3m Grau de refinamento 1

Quanto ao grau de refinamento 2, as figuras Fig. 3.6 e Fig. 3.7, representam as modelações no PLAXIS e GeoStudio respectivamente.

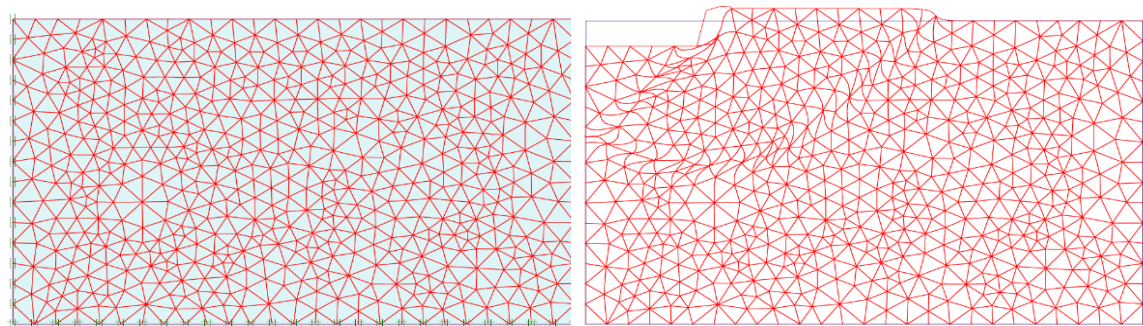


Fig. 3.6 - PLAXIS - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 5mx3m Grau de refinamento 2

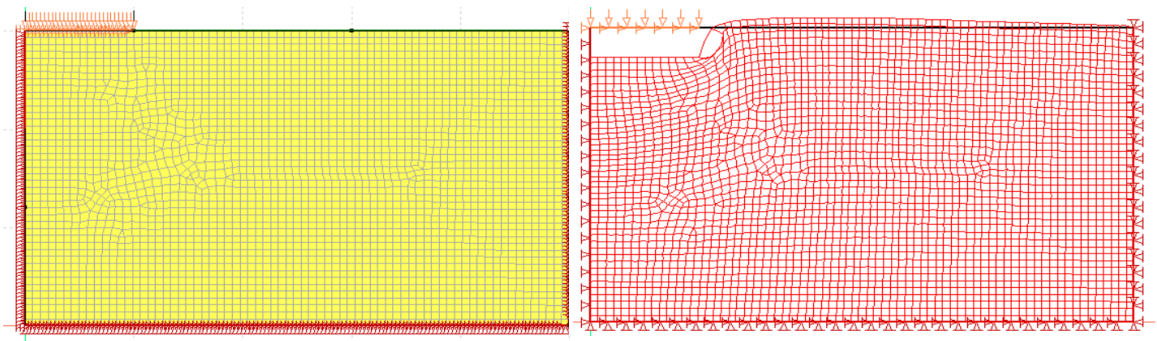


Fig. 3.7 - Sigma/W - Malha inicial (esq.) e malha deformada - 5x3m Grau de refinamento 2

O grau de refinamento 1 tem as seguintes características:

- Tipo de elementos - Triangulares
- Dimensão máxima do elemento – 0,345m
- Opção de nós secundários – Ativa

Neste grau de refinamento tanto o número de elementos como o número de nós é muito semelhante, comparando os dois programas.

Quanto ao grau de refinamento 2, tem as seguintes características:

- Tipo de elementos – Elementos Quadrangulares e Triangulares
- Dimensão máxima dos elementos – 0,14
- Opção de nós secundários – Ativa

No grau de refinamento 2, para que o número de nós seja igual, é necessário aumentar drasticamente o número de elementos no Sigma/W, para cerca de três vezes mais elementos. Esta situação já era expectável pois o PLAXIS, apesar de apenas permitir elementos triangulares, possui elementos de 6 ou 15 nós. A diferença ocorre precisamente nos 15 nós.

Os resultados são semelhantes, porém, os tempos de cálculo no Sigma/W são sempre superiores. É também de se evidenciar que, mesmo com cerca de três vezes mais elementos, na modelação do Sigma/W para o grau de refinamento 2, o resultado obtido no PLAXIS é superior.

3.4.2. MALHA 10MX10M

A segunda malha testada na comparação é de 10mx10m; os resultados seguem no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 - Comparação de resultados malha 10mx10m – PLAXIS e Sigma/W

	Programa	Elementos	Nós	Tempo	Resultado (kN)	Diferença (%)
Grau de Refinamento 1	PLAXIS	1186	2453	7 s	125,79	22,36 %
	Sigma/W	1187	2466	22 s	117,43	14,23 %
Grau de Refinamento 2	PLAXIS	1186	9649	42 s	107,86	4,92 %
	Sigma/W	3136	9633	143 s	110,96	7,93 %

As malhas iniciais e deformadas para o caso do grau de refinamento 1, da malha 10x10m, são as representadas pelas Fig. 3.8 e Fig. 3.9, para os programas PLAXIS e Sigma/W respetivamente.

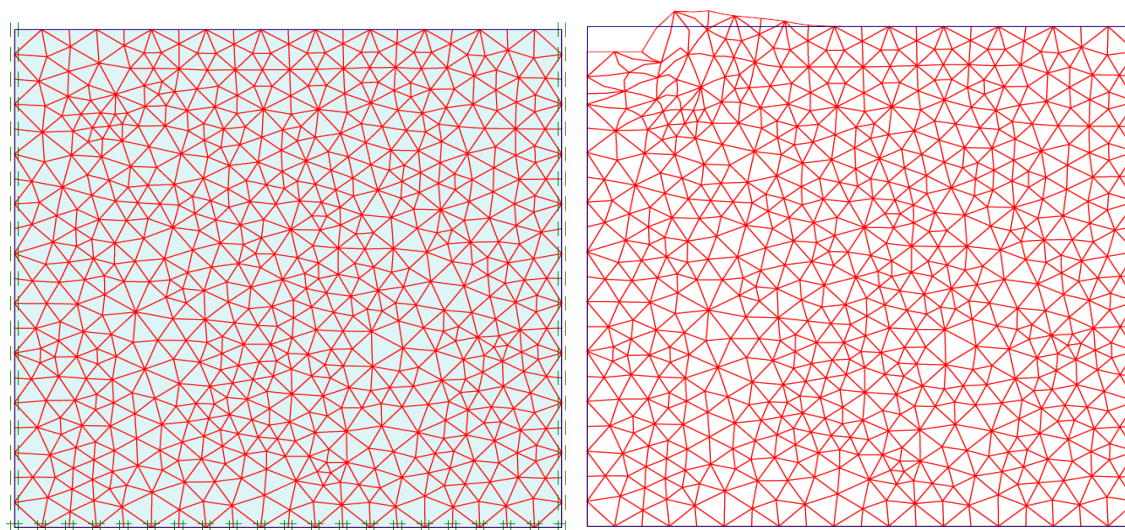


Fig. 3.8 - PLAXIS - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 10mx10m Grau de refinamento 1

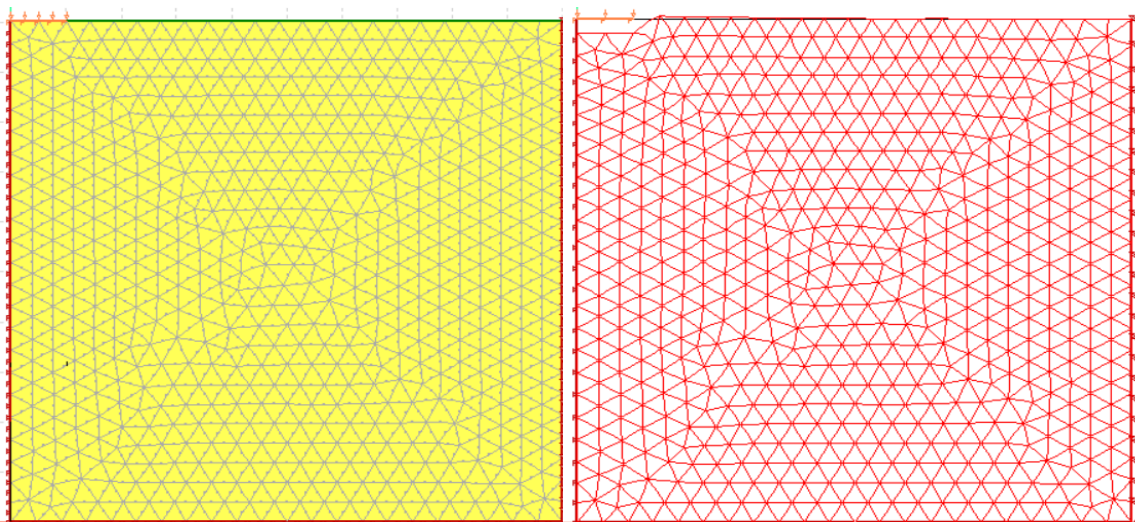


Fig. 3.9 - Sigma/W - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 10mx10m Grau de refinamento 1

Já o caso do grau de refinamento 2, as Fig. 3.10 e Fig. 3.11, são do PLAXIS e Sigma/W, respectivamente.

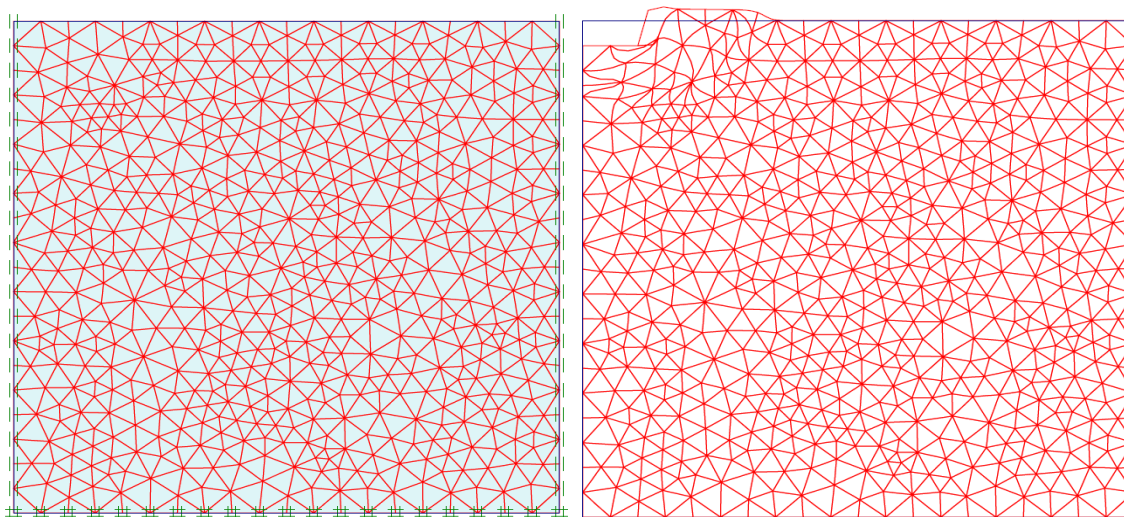


Fig. 3.10 - PLAXIS - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 10mx10m Grau de refinamento 2

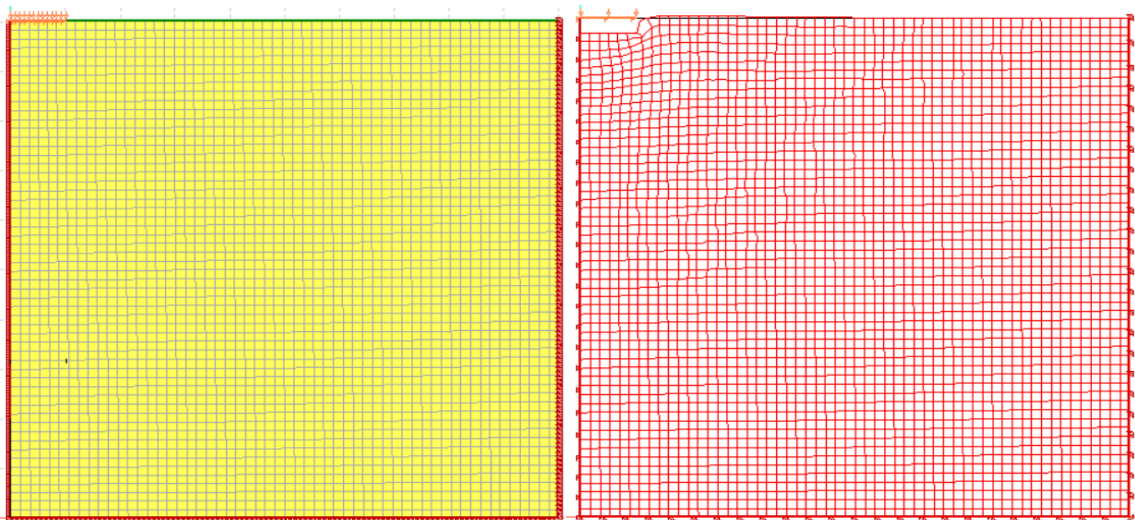


Fig. 3.11 - Sigma/W - Malha inicial (esq.) e malha deformada – 10mx10m Grau de refinamento 2

Tal como na malha anterior, procurou-se igualar o número de nós em cada modelação. O grau de refinamento 1 tem as seguintes características:

- Tipo de elementos – Triangulares;
- Dimensão máxima dos elementos – 0,435;
- Opção de nós secundários – Ativa.

Já o grau de refinamento 2 tem as seguintes características:

- Tipo de elementos – Elementos Quadrangulares e Triangulares;
- Dimensão máxima dos elementos – 0,19;
- Opção de nós secundários – Ativa.

Tal como foi observado na malha 5mx3m, para se igualar o número de nós no caso com o grau de refinamento 2, é necessário proceder ao aumento do número de elementos. No grau de refinamento 1, observa-se que a modelação no Sigma/W apresenta melhores resultados que o PLAXIS. Já no grau de refinamento 2 os resultados são semelhantes, embora o PLAXIS sobressaia pela positiva.

Ainda na análise dos resultados, verifica-se uma vez mais um maior tempo de cálculo no Sigma/W.

No anexo A pode-se consultar os vetores deslocamentos para os casos analisados neste subcapítulo

3.5. CONCLUSÕES

A lógica seguida neste capítulo, numa primeira fase, foi de perceber o modo de funcionamento de cada programa e as suas potencialidades. Esta primeira análise, culmina numa segunda fase de comparação de resultados entre programas.

Para que as comparações fossem justas, teria que se encontrar denominadores comuns e esses foram a dimensão da malha e o número de nós.

O facto de os programas funcionarem com elementos diferentes, assim como número de nós, não permite que todas as modelações sejam executadas com número de elementos e nós iguais. Este facto agrava-se quando se tira partido dos 15 nós no PLAXIS. É quando se ativa esta opção que é preciso aumentar o número de elementos no Sigma/W, para que este iguale o número de nós.

Quando comparados os programas, podemos analisar a experiência do utilizador em três tópicos distintos:

- Facilidade de utilização;
- Qualidade dos resultados;
- Tempo de cálculo

No que respeita à facilidade de utilização, o grande destaque vai para o PLAXIS. Este, funciona de uma forma muito autónoma e quando comparado com o Sigma/W não necessita que se alterem os parâmetros de convergência. Diga-se que é muito mais “amigável” para o utilizador, devido à sua simplicidade e facilidade na obtenção de resultados. Por outro lado, ser possível no Sigma/W alterar a dimensão máxima dos elementos permite um maior controlo sobre o grau de refinamento.

Quanto ao segundo tópico, a qualidade dos resultados, pode-se afirmar que de uma forma geral ambos apresentam bons resultados, o que é um ponto bastante positivo. Porém, tirando-se partido dos 15 nós no PLAXIS, fica evidente a melhoria na qualidade dos resultados.

Relativamente ao tempo de cálculo, contata-se nos quadros Quadro 3.5 e Quadro 3.6, que o Sigma/W peca pela sua lentidão. Ainda que sejam tempos aceitáveis, a experiência do utilizador melhora quando o tempo de cálculo é mais reduzido.

Em suma, o PLAXIS é o claro vencedor, principalmente pela facilidade de utilização assim como pelo menor tempo de cálculo.

O programa a ser utilizado nos capítulos subsequentes é o PLAXIS, pelas vantagens já enunciadas.

4

CONFIGURAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é realizado um estudo sobre a dimensão da malha ideal assim como o grau de refinamento. O programa escolhido para analisar os fatores corretivos é o PLAXIS. O grau de refinamento pode ser ajustado consoante a precisão dos resultados pretendida, porém, sabe-se que quanto maior for esse grau maior também maior é o tempo de cálculo, sendo por isso necessário chegar a um compromisso entre qualidade de resultados e tempo de cálculo.

À semelhança do que foi efetuado no subcapítulo 3.4, todas as comparações neste capítulo são realizadas para o caso de uma sapata rígida e um solo puramente coesivo, pois este é o solo que apresenta tanto os melhores resultados como o menor tempo de cálculo.

Sabe-se que quanto maior for o domínio da malha, menor será a influência das fronteiras nos resultados. No entanto, quanto maior for a dimensão da malha, menor será a densidade de elementos por unidade de área, caso o número de elementos seja igual para malhas de diferentes dimensões.

É por isso necessário perceber a degradação da qualidade dos resultados face ao aumento da dimensão, mantendo o número de elementos e nós iguais ou semelhantes.

Por outro lado, o programa PLAXIS permite realizar um refinamento local da malha. Isto permite utilizar uma malha de maiores dimensões com um grau de refinamento não muito elevado, no entanto, numa zona específica, podemos aumentar o grau de refinamento, elevando a precisão dos resultados. Este refinamento adicional é feito à custa do aumento do tempo de cálculo e poderá não apresentar uma melhoria significativa quando comparado com o aumento do tempo de cálculo.

As opções predefinidas do programa PLAXIS, para diferentes graus de refinamento são:

- *Coarse*
- *Medium*
- *Fine*
- *Very Fine*

Tal como já foi observado no capítulo 3, os resultados são mais precisos quanto maior for o grau de refinamento da malha, é por isso expectável que um grau de refinamento “Coarse” quando comparado a um “Very Fine” seja inferior em termos de precisão.

Existe ainda um outro fator com bastante preponderância na qualidade dos resultados, o número de nós. Importa então conhecer como todos estes fatores: dimensão da malha, grau de refinamento e número de nós, influenciam a qualidade dos resultados.

4.2. EVOLUÇÃO DOS RESULTADOS COM VARIAÇÃO DA DIMENSÃO DA MALHA

No Quadro 4.1 apresenta-se a evolução dos resultados, ao variar-se a dimensão da malha. Analisa-se para os diferentes graus de refinamento predefinidos pelo programa, assim como para a opção de 6 ou 15 nós por elementos. Apresenta-se ainda o tempo de cálculo para cada modelação.

Considera-se que a sapata tem 1m de largura. O valor teórico para a qual existe a rotura é 102,8 kN, por metro de desenvolvimento.

Quadro 4.1 - Configuração do modelo – Evolução de resultados com aumento da dimensão da malha

Malha	Grau de refinamento	Número de elementos	Resultado 6 Nós	Tempo de cálculo	Resultado 15 Nós	Tempo de cálculo
5x3	Coarse	108	129,27	2	110,96	7
	Medium	248	121,19	4	108,45	15
	Fine	539	116,05	5	107,06	26
	Very Fine	1142	111,44	9	105,2	64
5x5	Coarse	104	128,93	2	109,14	7
	Medium	266	122,67	3	108,46	13
	Fine	540	118,52	3	107,35	23
	Very Fine	1186	113,23	7	105,89	51
10x10	Coarse	108	143,32	2	113,64	7
	Medium	266	129,16	3	111,28	10
	Fine	418	121,11	3	109,5	16
	Very Fine	1186	118,31	7	109,21	48
15x15	Coarse	103	175,33	2	120,71	7
	Medium	254	142,81	3	114,42	12
	Fine	522	132,21	5	111,52	22
	Very Fine	1022	130,48	6	112,31	39
30x30	Coarse	123	266,05	2	143,6	5
	Medium	283	207,21	3	130,03	9
	Fine	524	173,19	4	121,88	15
	Very Fine	1190	142,14	6	114,36	34

Na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** podemos observar a evolução dos resultados quando o número de nós por elemento é igual a 6 nós. Já na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** observa-se o mesmo, só que para elementos com 15 nós.

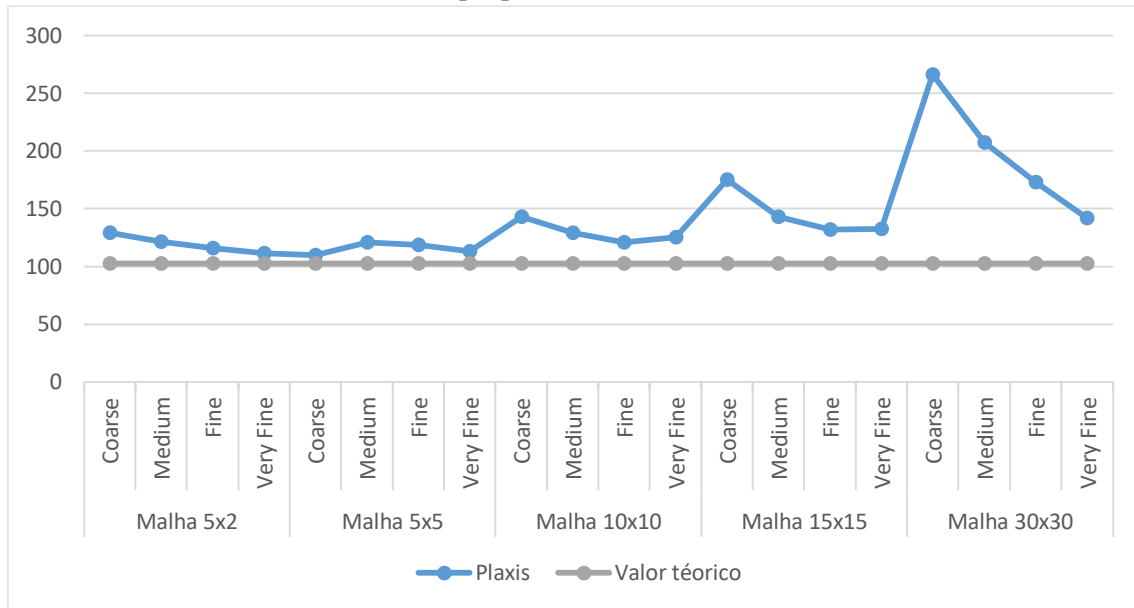


Fig. 4.1 - Configuração do modelo – Evolução de resultados para elementos de 6 nós

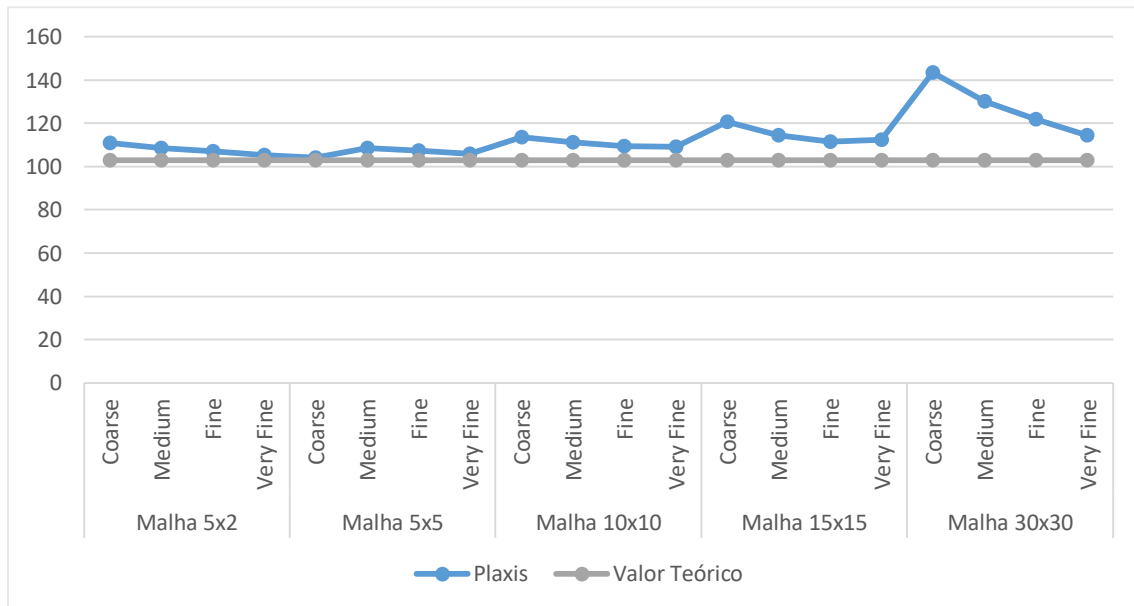


Fig. 4.2 - Configuração do modelo – Evolução de resultados para elementos de 15 nós

Pela observação das **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** e **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** assim como pela análise feita aos resultados exibidos no Quadro 4.1, pode-se concluir que os resultados são melhores para uma malha de 5mx3m e piores para uma malha com 30mx30m, por isso, pode-se afirmar que, de uma forma geral, o aumento da dimensão da malha reduz a qualidade dos resultados. Esta conclusão vem corroborar o que já foi observado no capítulo anterior.

Relativamente ao grau de refinamento, observa-se que quanto maior, melhor o resultado. O número de nós e o número de elementos gerados está interligado com o grau de refinamento, conduzindo a uma maior qualidade no processo de discretização do meio contínuo.

Se se observar o número de elementos, podemos verificar que é o grau de refinamento que dita o número de elementos existentes. Isto significa que, por exemplo, as malhas 5mx3m e 30mx30m têm praticamente o mesmo número de elementos. Consequentemente a densidade de elementos numa malha de dimensões mais reduzidas é muito superior quando comparada com uma malha com maiores dimensões. Tal facto leva a que os resultados sejam mais precisos numa malha de dimensões mais reduzidas.

No entanto e como já foi referido, para que não exista interferência das condições de fronteira, é ideal que a dimensão da malha seja a maior possível. Embora uma malha com 5mx3m tenha dimensões suficientes para que não exista influência da fronteira, será sempre uma escolha arriscada pois a sua dimensão poderá ser algo reduzida.

A malha escolhida é a de 5mx5m. No Capítulo 5 vão ser analisados casos onde existe inclinação do terreno ou da base da fundação, o que consequentemente leva a que a altura da malha seja inferior a 5m. Caso se escolhesse a malha 5mx3m, este rebaixamento da altura poderia influenciar os resultados devido à proximidade com a fronteira inferior. De notar que a malha a utilizar será uma de 10mx5m pois neste subcapítulo tirou-se partido da simetria.

4.3. ANÁLISE DO GRAU DE REFINAMENTO

Neste subcapítulo estuda-se o grau de refinamento a utilizar, numa malha de 10mx5m. No Quadro 4.2 estão apenas representados os resultados obtidos para a malha 5mx5m.

Pelo Quadro 4.2 pode-se constatar que as duas melhores modelações para uma malha 5mx5m são para a opção de 15 nós e com os graus de refinamento “Fine” e “Very Fine”. No entanto, e como já foi referido, pode-se fazer um refinamento local; este vai aumentar a precisão dos resultados, porém, este aumento da qualidade dos resultados é feito à custa de uma modelação mais pesada, com tempos de cálculo bastante superiores.

Quadro 4.2 - Excerto de resultados para malhas 5mx5m

Malha	Grau de refinamento	Número de elementos	Resultado 6 nós	Tempo de cálculo	Resultado 15 nós	Tempo de cálculo
5x5	<i>Coarse</i>	104	128,93	2	109,14	7
	<i>Medium</i>	266	122,67	3	108,46	13
	<i>Fine</i>	540	118,52	3	107,35	23
	<i>Very Fine</i>	1186	113,23	7	105,89	51

Mantendo a dimensão da malha constante, os resultados vão variar consoante o grau de refinamento e o número de nós adotados.

No Quadro 4.3 pode-se analisar os resultados obtidos para uma sapata de 2m de largura simulados numa malha com dimensões 10mx5m, que representa sem simetria uma malha de 5mx5m. É expectável que

os resultados sejam ligeiramente inferiores face aos apresentados na malha de 5mx5m, pois ao tirar partido do efeito de simetria a densidade de elementos era superior. Este raciocínio vem corroborar o que foi dito em 4.1.

Quadro 4.3 – Malha 10mx5m – Variação do grau de refinamento

Grau de Refinamento	Nós	Elementos	Tempo (s)	Resultado Numérico (kN/m)	Resultado Analítico (kN/m)	Diferença
Fine	4617	562	22	217,04	205,6	5,56%
Very fine	9225	1132	44	213,37	205,6	3,77%
Very fine c/ refinamento local	2175	2175	109	209,56	205,6	1,92%

Nas Fig. 4.3, Fig. 4.4 e Fig. 4.5 pode-se observar as malhas iniciais e deformadas para os casos indicados no Quadro 4.3.

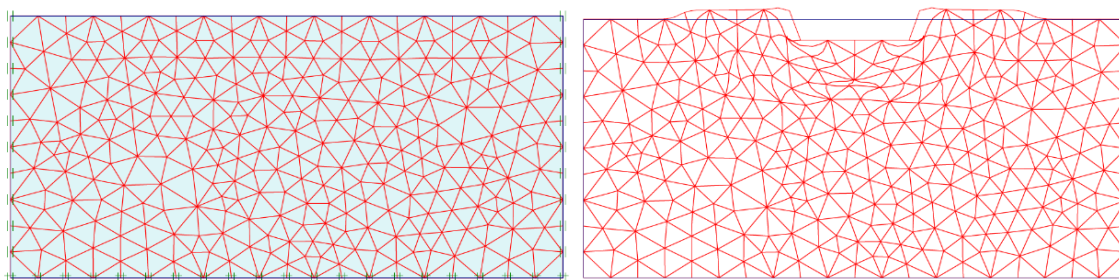


Fig. 4.3 - Malhas "Fine" - Malha inicial (esq.) e malha deformada

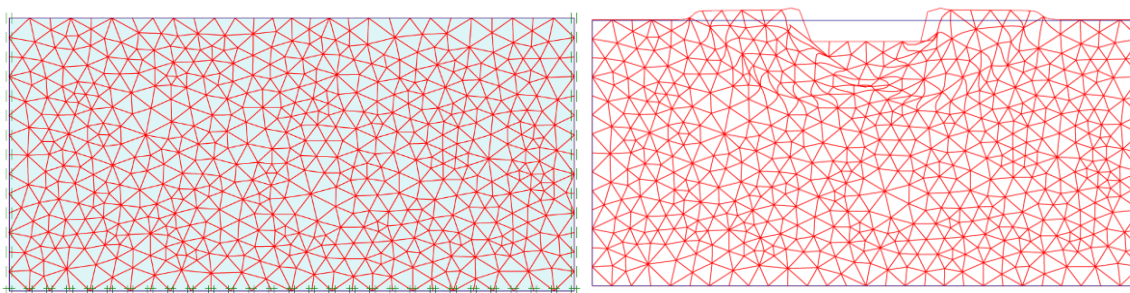


Fig. 4.4 - Malhas "Very Fine" - Malha inicial (esq.) e malha deformada

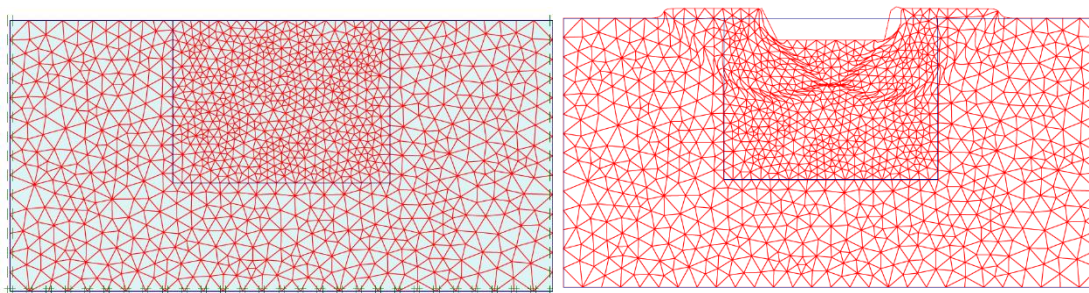


Fig. 4.5 - Malhas "Very Fine" com refinamento local - Malha inicial (esq.) e malha deformada

Em linha com o que já foi referido várias vezes, quanto maior for o grau de refinamento também o é o resultado. O problema do uso de um grau de refinamento elevado é o aumento do tempo de cálculo, dessa forma, numa modelação, o utilizador vai tentar manter um equilíbrio entre o tempo e a qualidade. Neste caso, quase que se verifica uma proporcionalidade entre tempo e erro. O dobro do tempo de cálculo implica um erro de cerca de metade.

O grau de refinamento escolhido é o “Very Fine” pois apresenta um bom resultado para um tempo de cálculo aceitável, no entanto, este estudo poderá servir para elucidar o leitor sobre o potencial do programa utilizado.

No anexo B pode-se consultar os vetores deslocamentos assim como os gráficos carga-deslocamentos para os casos enunciados no Quadro 4.3

5

ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo vão ser analisados com o programa PLAXIS diferentes casos, tendo em conta os fatores corretivos.

Os fatores corretivos são os apresentados no Quadro 2.1. Quando se trata de um solo puramente coesivo, os fatores corretivos apenas entram com a parcela da coesão (tensões totais), já no caso de um solo puramente atrítico, estamos em tensões efetivas, podendo entrar a parcela da sobrecarga e peso.

A parcela da sobrecarga não é contabilizada na análise; para tal teria que se ativar a opção “Large Deformations” no programa PLAXIS.

As características do solo são as já apresentadas no Quadro 3.1.

Os resultados estão divididos segundo o fator corretivo aplicado; cada um desses fatores inclui 4 cenários que variam no tipo de solo e sapata, Quadro 5.1.

É possível consultar no Anexo C as malhas com os vetores deslocamento para cada um dos casos.

Quadro 5.1 - Cenários em análise

Cenário	Sapata	Solo	Fator corretivo
F1.1	Rígida	Puramente Coesivo	F1 – Inclinação da Carga Aplicada (14°)
F1.2	Flexível	Puramente Coesivo	F1 – Inclinação da Carga Aplicada (14°)
F1.3	Rígida	Puramente Atrítico	F1 – Inclinação da Carga Aplicada 14°)
F1.4	Flexível	Puramente Atrítico	F1 – Inclinação da Carga Aplicada (14°)
F2.1	Rígida	Puramente Coesivo	F2 – Inclinação da Base da Fundação (8°)
F2.2	Flexível	Puramente Coesivo	F2 – Inclinação da Base da Fundação (8°)
F2.3	Rígida	Puramente Atrítico	F2 – Inclinação da Base da Fundação (8°)
F2.4	Flexível	Puramente Atrítico	F2 – Inclinação da Base da Fundação (8°)
F3.1	Rígida	Puramente Coesivo	F3 – Inclinação do Terreno (8°)
F3.2	Flexível	Puramente Coesivo	F3 – Inclinação do Terreno (8°)
F3.3	Rígida	Puramente Atrítico	F3 – Inclinação do Terreno (8°)
F3.4	Flexível	Puramente Atrítico	F3 – Inclinação do Terreno (8°)

F4.1	Rígida	Puramente Coesivo	F4 – Proximidade Firme (1 metro)
F4.2	Flexível	Puramente Coesivo	F4 – Proximidade Firme (1 metro)
F4.3	Rígida	Puramente Atrítico	F4 – Proximidade Firme (1 metro)
F4.4	Flexível	Puramente Atrítico	F4 – Proximidade Firme (1 metro)
F4.5	Rígida	Puramente Coesivo	F4 – Proximidade do Firme (0,5 metros)
F4.6	Flexível	Puramente Coesivo	F4 – Proximidade do Firme (0,5 metros)
F4.7	Rígida	Puramente Atrítico	F4 – Proximidade do Firme (0,5 metros)
F4.8	Flexível	Puramente Atrítico	F4 – Proximidade do Firme (0,5 metros)

5.2. F1 - CENÁRIO COM INCLINAÇÃO DA CARGA APLICADA (14°)

Nos casos da sapata rígida, simulados por um deslocamento imposto, os valores dos deslocamentos utilizados foram:

- Vertical – - 0,2m
- Horizontal – 0,05m

Já nos casos da sapata flexível, os valores das cargas distribuídas utilizadas foram:

- Vertical - -250 kN/m² (caso F1.2) e 600 kN/m² (caso F1.4)
- Horizontal – 72,5 kN/m² (caso F1.2) e 150 kN/m² (caso F1.4)

Os resultados estão representados no Quadro 5.2. As malhas iniciais e deformadas para cada um dos casos são as apresentadas na Fig. 5.1, Fig. 5.2 e Fig. 5.3.

Quadro 5.2 - Cenário F1 – Carga Inclinada

Cenário	Nós	Elementos	Tempo (s)	Resultado Numérico (kN/m)	Resultado Analítico (kN/m)	Diferença
F1.1-Rígido Coesivo	9226	1132	44	213,28	199,43	6,94%
F1.2-Flexível Coesivo	9226	1132	20	142,5	199,43	28,54%
F1.3-Rígido Atrítico	9226	1132	645	556,62	432,81	28,61
F1.4-Flexível Atrítico	9226	1132	S/R	S/R	432,81	S/R

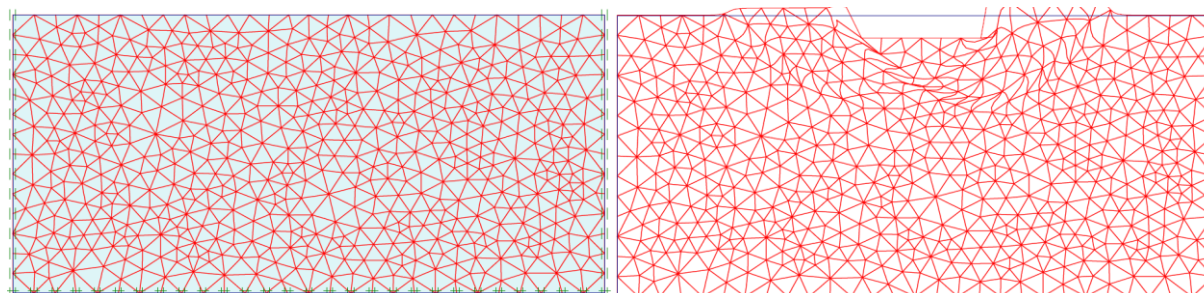


Fig. 5.1 - Cenário F1.1 - Malha inicial (esq.) e malha deformada

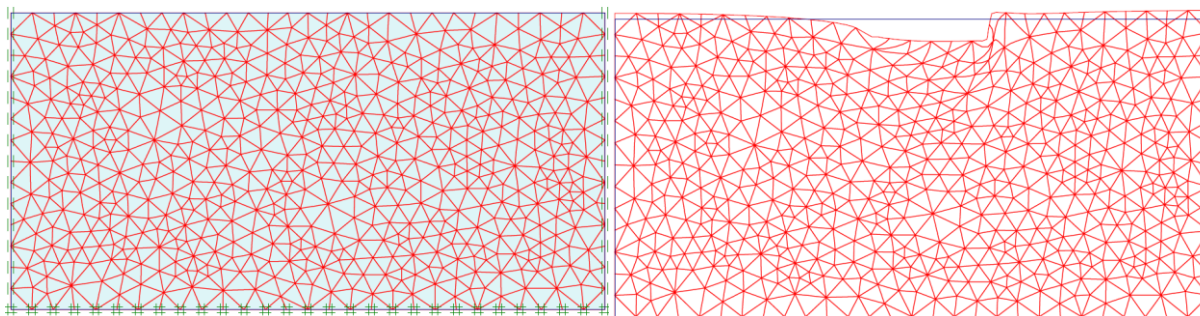


Fig. 5.2 - Cenário F1.2 - Malha inicial (esq.) e malha deformada

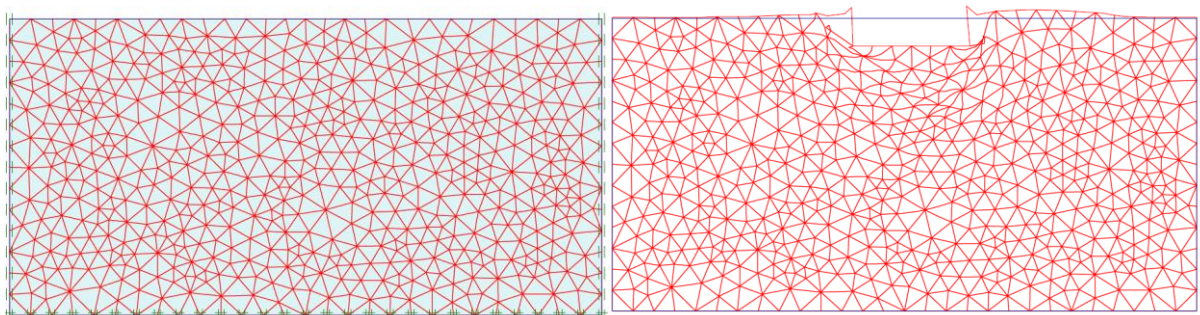


Fig. 5.3 - Cenário F1.3 - Malha inicial (esq.) e malha deformada

De todos os casos apresentados, apenas o F1.1, caso da sapata rígida com solo coesivo, apresenta um resultado próximo do teórico. Apesar de ser possível verificar pelas Fig. 5.1, Fig. 5.2 e Fig. 5.3 que há um deslocamento para o lado direito da sapata (devido à inclinação da carga), os resultados estão aquém do previsto. O caso da sapata flexível com solo atrítico não apresenta resultados.

5.3. F2 - CENÁRIO COM INCLINAÇÃO DA BASE DA FUNDAÇÃO (8°)

Os resultados obtidos para o segundo cenário em análise estão apresentados no Quadro 5.3. As Fig. 5.4, Fig. 5.5 e Fig. 5.6 apresentam as malhas iniciais e deformadas para cada um dos casos em que foi possível obter resultados.

Quadro 5.3 - Cenário F2 – Inclinação da base da fundação

Cenário	Nós	Elementos	Tempo (s)	Resultado Numérico (kN/m)	Resultado Analítico (kN/m)	Diferença
F2.1-Rígido Coesivo	9039	1109	38	209,79	194,48	7,87 %
F2.2-Flexível Coesivo	9039	1109	21	183,5	194,48	5,64%
F2.3-Rígido Atrítico	9039	1109	350	515,42	494,68	4,19%
F2.4-Flexível Atrítico	9039	1109	S/R	S/R	494,68	S/R

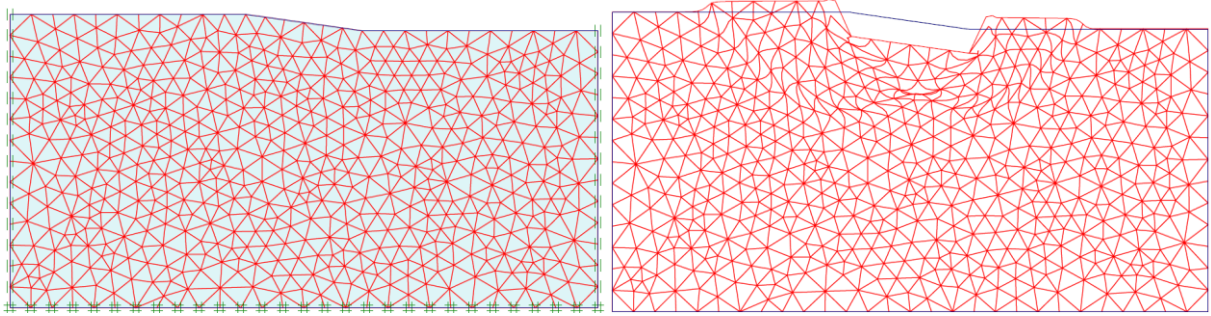


Fig. 5.4 - Cenário F2.1 - Malha inicial (esq.) e malha deformada

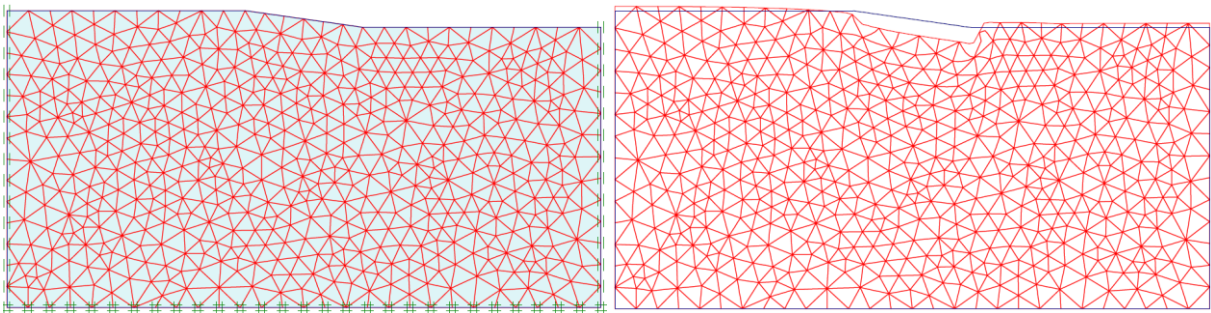


Fig. 5.5 - Cenário F2.2 - Malha inicial (esq.) e malha deformada

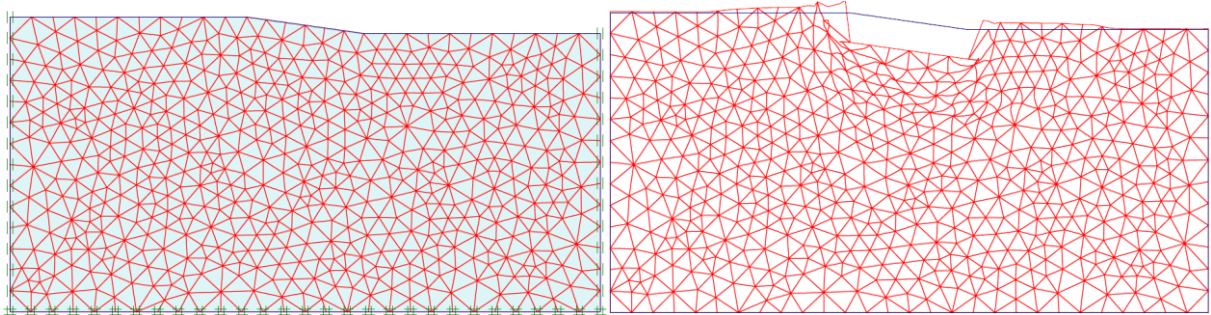


Fig. 5.6 - Cenário F2.3 – Malha inicial (esq.) e malha deformada

Analisando o Quadro 5.3, pode-se afirmar que os resultados são bastante satisfatórios. O caso F2.3, sapata rígida com solo atrítico, apresentou o melhor resultado de todas as modelações, contrariando as análises efetuadas no início.

Apesar de a modelação F2.3 ter sido a melhor em termos percentuais, os casos F2.1 e F2.2 também apresentam bons resultados.

Em linha com o que já foi verificado no primeiro caso em análise, o cenário F2.4, sapata flexível com solo atrítico, não apresentou resultados.

5.4. F3 - CENÁRIO COM INCLINAÇÃO DO TERRENO (8°)

Os resultados obtidos para o terceiro cenário, estão apresentados no Quadro 5.4. As Fig. 5.7, Fig. 5.8 e Fig. 5.9 apresentam as malhas iniciais e deformadas para os casos que foi possível modelar.

Quadro 5.4 - Cenário F3 – Inclinação do terreno

Cenário	Nós	Elementos	Tempo (s)	Resultado Numérico (kN/m)	Resultado Analítico (kN/m)	Diferença
F3.1-Rígido Coesivo	8187	1003	56	210,98	194,85	8,27%
F3.2-Flexível Coesivo	8187	5 575	29	195,5	194,85	0,33%
F3.3-Rígido Atrítico	8187	5 575	103	414,92	431,97	3,94%
F3.4-Flexível Atrítico	8187	5 575	S/R	S/R	431,97	S/R

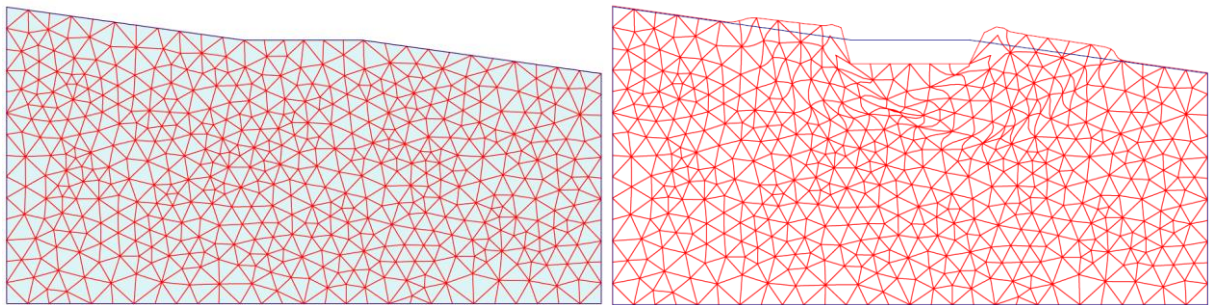


Fig. 5.7 - Cenário F3.1 - Malha inicial (esq.) e malha deformada

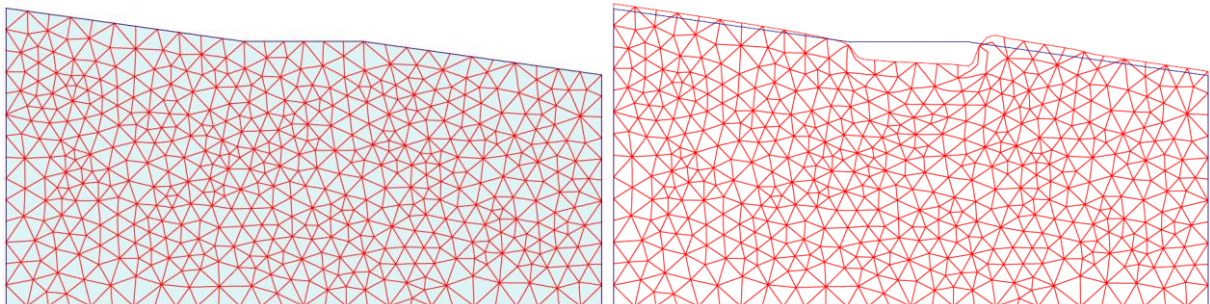


Fig. 5.8 - Cenário F3.2 - Malha inicial (esq.) e malha deformada

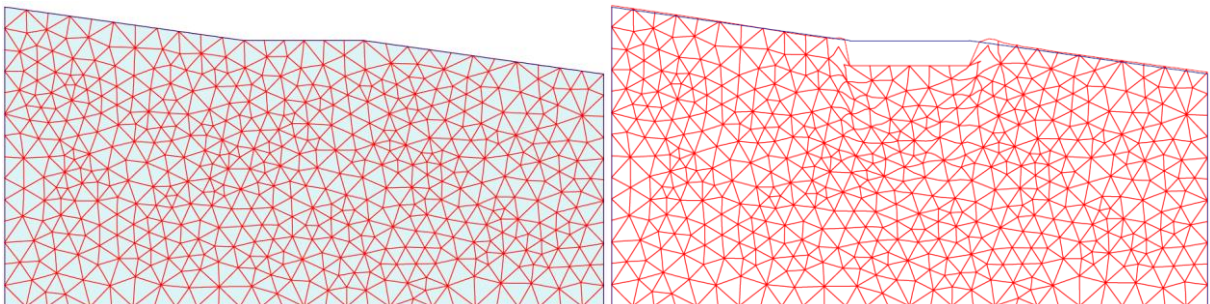


Fig. 5.9 - Cenário F3.3 - Malha inicial (esq.) e malha deformada

Uma breve análise ao Quadro 5.4, permite aferir que os resultados previstos pelo MEF são satisfatórios. Observa-se que o resultado para o caso F3.2, sapata flexível num solo coesivo, é o que está mais ajustado com o valor teórico.

O caso F3.3, sapata rígida num solo atrítico, tem um resultado bastante satisfatório, contrariando a tendência evidenciada no Capítulo 3, onde os resultados de um solo atrítico são algo desalinhados com o previsto teoricamente. Uma vez mais é possível observar que a sapata flexível com solo atrítico não apresenta resultados.

5.5. F4 - CENÁRIO COM PROXIMIDADE DO FIRME (1 METRO)

No último cenário são analisados dois casos distintos: no primeiro o firme está situado a 1m de distância da sapata, já no segundo está a 0,5m. Quanto mais próximo da sapata estiver o firme, maior será a resistência do solo.

Quadro 5.5 - Cenário F4 – Proximidade do firme

Cenário	Nós	Elementos	Tempo (s)	Resultado Numérico (kN/m)	Resultado Analítico (kN/m)	Diferença
F4.1-Rígido Coesivo	8805	1066	35	215,44	209,71	2,73%
F4.2-Flexível Coesivo	8805	1066	25	206,5	209,71	1,53%
F4.3-Rígido Atrítico	8805	1066	445	536,8	701,76	23,5%
F4.4-Flexível Atrítico	8805	1066	S/R	S/R	701,76	S/R
F4.5-Rígido Coesivo	7791	927	22	254,79	248,77	2,41%
F4.6-Flexível Coesivo	7791	927	12	206,5	248,77	16,99%
F4.7-Rígido Atrítico	7791	927	400	1218,0	2473,70	50,7%
F4.8-Flexível Atrítico	7791	927	S/R	S/R	2473,70	S/R

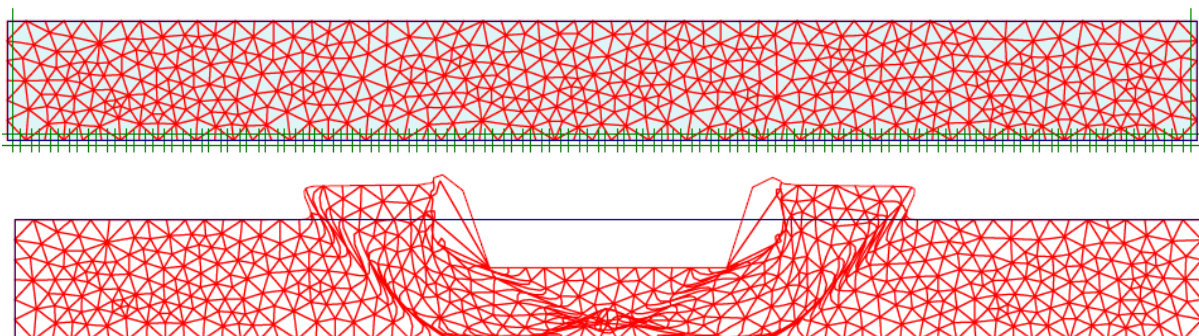


Fig. 5.10 - Cenário F4.1 - Malha inicial (sup.) e malha deformada

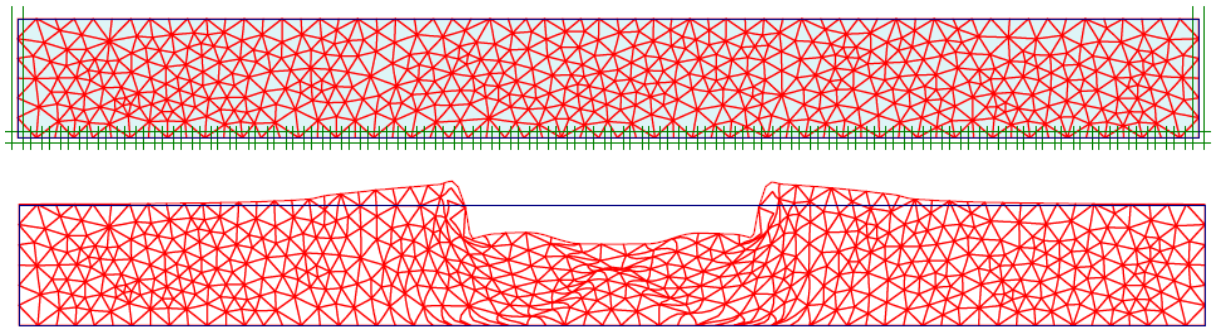


Fig. 5.11 - Cenário F4.2 - Malha inicial (sup.) e malha deformada

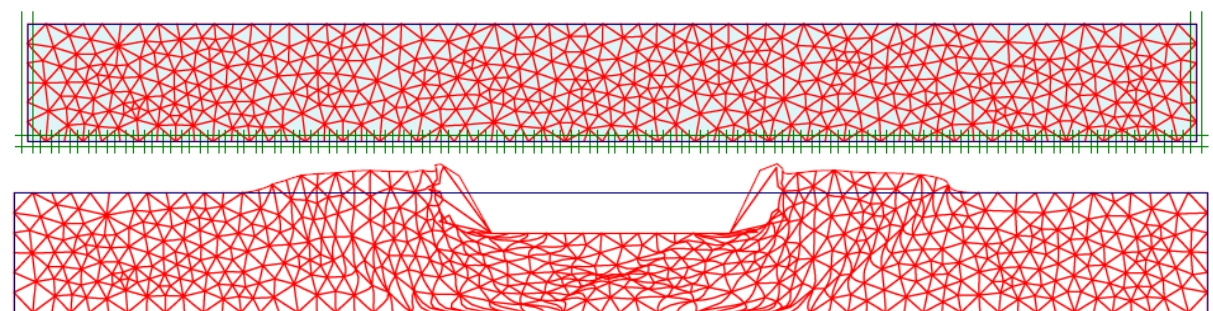


Fig. 5.12 - Cenário F4.3 - Malha inicial (sup.) e malha deformada

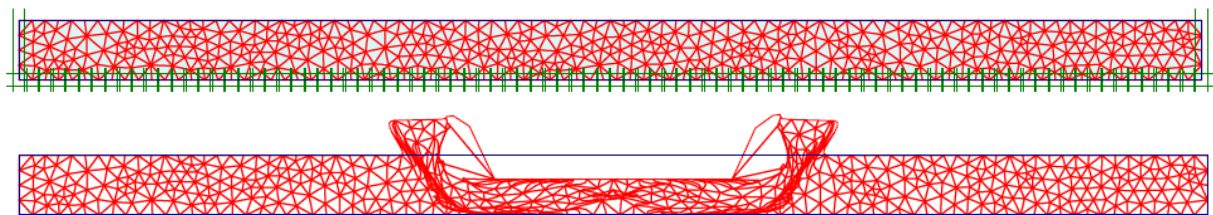


Fig. 5.13 - Cenário F4.5 - Malha inicial (sup.) e malha deformada

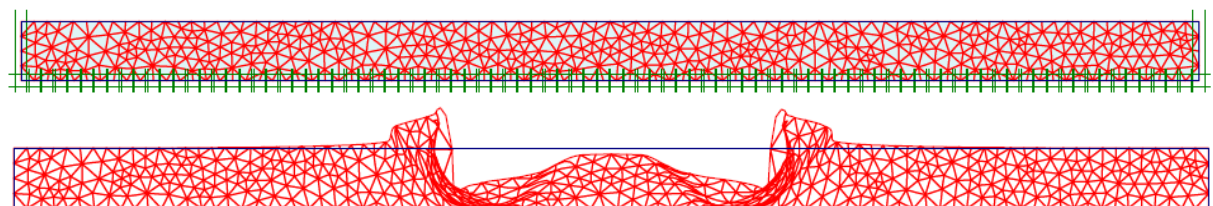


Fig. 5.14 - Cenário F4.6 - Malha inicial (sup.) e malha deformada

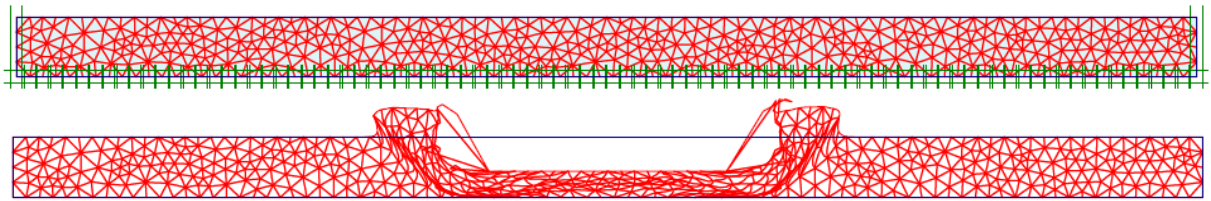


Fig. 5.15 - Cenário F4.7 - Malha inicial (sup.) e malha deformada

No último cenário em análise, é preciso sublinhar que o facto de o domínio ser bastante mais reduzido do que para as malhas dos casos anteriores, leva a que exista uma maior densidade de elementos finitos. No Capítulo 4 estudou-se a degradação dos resultados à medida que se aumentava a dimensão da malha; isto deve-se ao facto de a densidade de elementos ser inferior.

Nesta análise era expectável que os resultados fossem bons devido a esse facto, porém, a circunstância de a fronteira estar muito próxima da sapata (para simular o firme) poderia criar alguns conflitos.

Volta-se a verificar que os casos do solo coesivo apresentam melhores resultados do que para um solo atrítico. Também se verifica uma degradação do resultado da sapata flexível com solo coesivo, no caso onde o firme está posicionado a 0,5m. Tal, poderá dever-se à proximidade do firme, e, como se pode observar na Fig. 5.14, a parte central da malha deformada está bastante próxima do limite superior.

Os casos F4.4 e F4.8, sapata flexível com solo atrítico, não apresentam resultados.

6 CONCLUSÕES

O objetivo desta dissertação era analisar o desempenho de diferentes programas baseados no MEF na avaliação da carga de rotura de sapatas superficiais. Este cenário de análise coloca os programas no limite das suas capacidades, pois está a calcular-se uma situação extrema, a rotura do solo, sendo por isso um teste de grande exigência.

Estes programas são utilizados em larga escala na área da Geotecnia e, cada um deles, estará mais ou menos especializado em diferentes tipos de problemas; portanto era expectável que os resultados das modelações variassem bastante entre programas.

De uma forma geral, os programas Sigma/W, da GeoStudio e PLAXIS, da Plaxis BV, apresentam resultados com bom grau de precisão. Já o Phase², da RS2, apesar de ser possível modelar e observar-se a cunha de rotura, não permite retirar os resultados, talvez pelo facto de o seu foco não ser a análise do tema em questão.

Quando comparados os programas Sigma/W e PLAXIS, facilmente se observou que o último apresentou melhores resultados. A grande diferença entre os programas reside no tipo de elementos e número de nós que estes permitem modelar. No caso do PLAXIS, permite apenas elementos triangulares, já no Sigma/W pode-se modelar com elementos quadrangulares e triangulares. Porém, o Plaxis permite a utilização de elementos triangulares de 15 nós, enquanto que o Sigma/W possui apenas elementos quadrangulares de no máximo 9 nós. Isto reflete-se posteriormente na qualidade dos resultados, tal como foi possível observar. Uma conclusão importante será que o número de nós influencia de forma direta a qualidade de um resultado; quanto maior for, melhores serão os resultados.

Um outro fator que pende a favor do programa PLAXIS é a facilidade em se manipular o programa. Não sendo necessário alterar parâmetros de convergência para se chegar a bons resultados, pode-se então afirmar que este é o programa mais “amigo” do utilizador. Convém ainda referir que o tempo de cálculo do PLAXIS é inferior ao do Sigma/W, outro ponto a favor do PLAXIS.

A qualidade dos resultados está dependente do grau de refinamento da malha. Quando em comparação existem duas malhas com dimensões diferentes, mas com o mesmo número de elementos e nós, é o domínio mais pequeno que apresenta maior densidade de elementos finitos por unidade de área. Isto irá refletir-se na qualidade do resultado, tal como foi observado neste trabalho.

Portanto, é necessário escolher-se uma malha suficientemente grande, mas que apresente um bom grau de refinamento. Uma das particularidades destes programas comerciais é permitirem um refinamento local, o que possibilita ao utilizador ter uma malha mais densa numa dada região e conseqüentemente melhorar a qualidade dos resultados. O facto de se refinar localmente permite ter uma malha suficientemente grande e em simultâneo um bom grau de refinamento.

Apesar de, no último capítulo, não se ter utilizado um refinamento local, ficou evidenciada a potencialidade desta funcionalidade.

Os resultados obtidos evidenciam o bom grau de desenvolvimento destes programas comerciais de análise pelo MEF, no entanto é o PLAXIS que fornece os melhores resultados. De uma forma geral fica evidente que o PLAXIS permite estimar o valor para a qual existe a rotura de um solo, tanto num caso onde não há fatores corretivos, mas também onde existem.

As conclusões mais importantes são as seguintes:

- O PLAXIS e o Sigma/W permitem realizar o cálculo para o qual o solo entra em rotura, já o Phase² não permite estimar o valor, porém através de tentativas/erro, seria possível chegar a um valor aproximado;
- Um solo coesivo apresenta, regra geral, melhores resultados e um tempo de cálculo mais reduzido;
- O número de nós/elemento que o PLAXIS permite gerar, 15, apresenta-se como a grande vantagem perante os outros programas;
- Os resultados de uma sapata rígida são mais consistentes do que os de uma sapata flexível;
- A modelação de uma sapata flexível com um solo puramente atrítico não apresenta resultados; a razão pela qual tal acontece está relacionado com problemas de convergência;
- O grau de refinamento afeta de forma direta a qualidade dos resultados, porém é necessário que haja um compromisso entre tempo de cálculo e qualidade de resultados;
- O PLAXIS quando comparado com o Sigma/W revela-se como de maior facilidade de utilização.

Este trabalho comprova o bom grau de desenvolvimento destes programas, assim como a facilidade proporcionada ao utilizador em chegar a resultados de qualidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] M. Matos Fernandes, *Mecânica dos Solos, Volume II*. FEUP Edições, Porto, 2015.
- [2] M. Matos Fernandes, *Mecânica dos Solos, Volume I*. FEUP Edições, Porto, 2012.

ANEXOS

Anexo A – Vetores deslocamento - Comparação de resultados

Anexo B – Vetores deslocamento e gráficos força-deslocamento - Configuração do modelo

Anexo C – Vetores deslocamento - Análise de resultados

ANEXO A

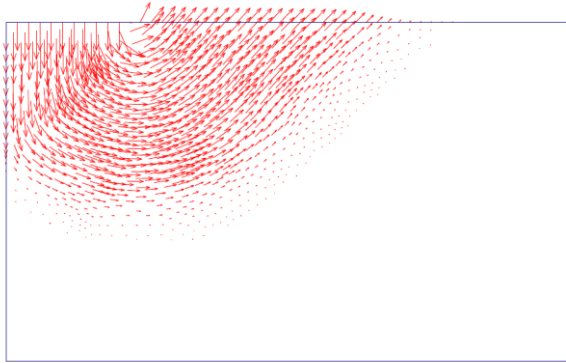


Figura A1 - PLAXIS - Vetor deslocamento malha 5mx3m, grau de refinamento 1

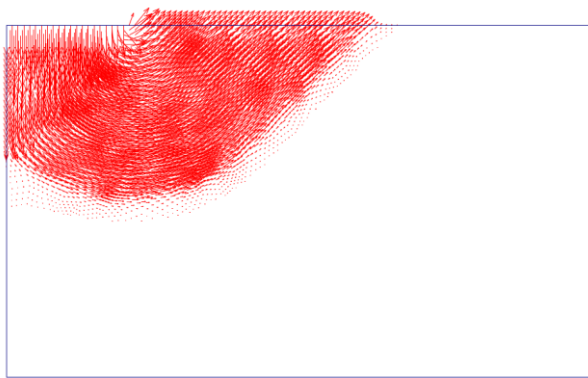


Figura A2 - PLAXIS - Vetor deslocamento malha 5mx3m, grau de refinamento 2

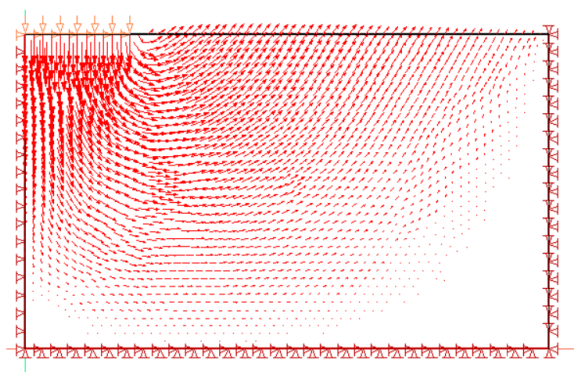


Figura A3 – Sigma/W - Vetor deslocamento malha 5mx3m, grau de refinamento 1

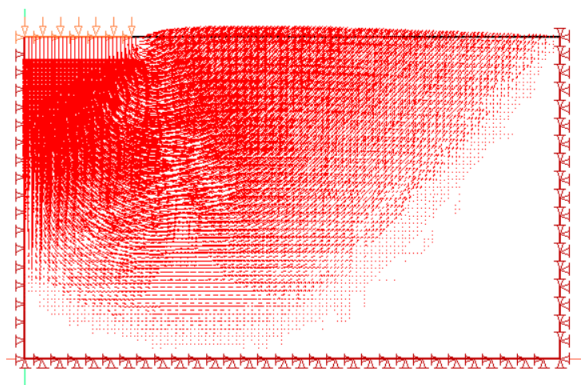


Figura A4 – SigmaW - Vetor deslocamento malha 5mx3m, grau de refinamento 2

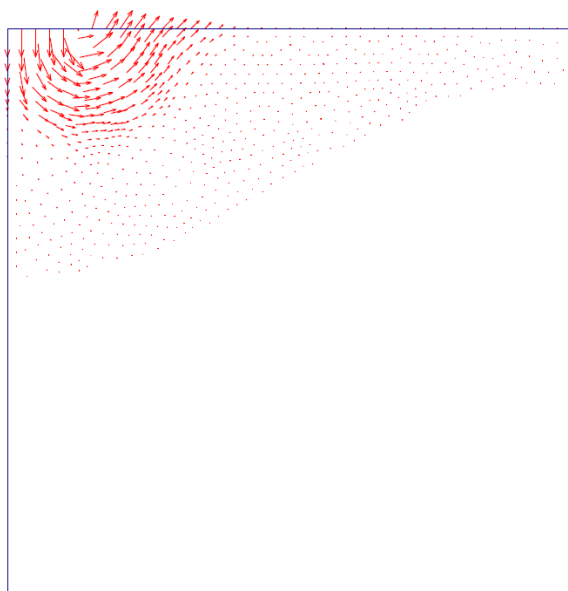


Figura A5 - PLAXIS - Vetor deslocamento malha 10mx10m, grau de refinamento 1

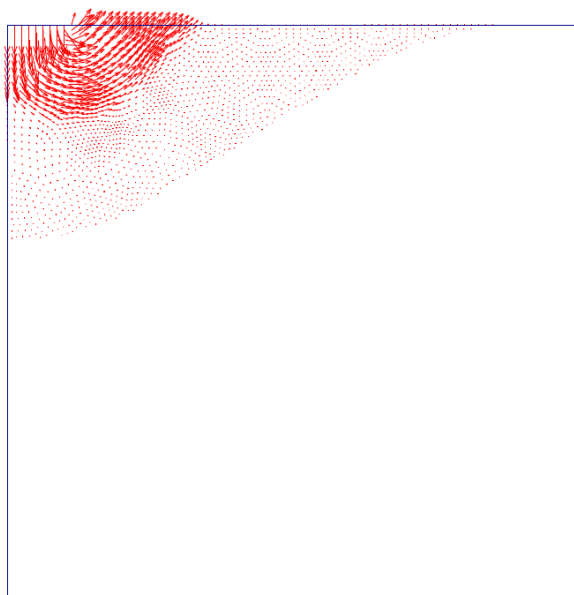


Figura A6 - PLAXIS - Vetor deslocamento malha 10mx10m, grau de refinamento 2

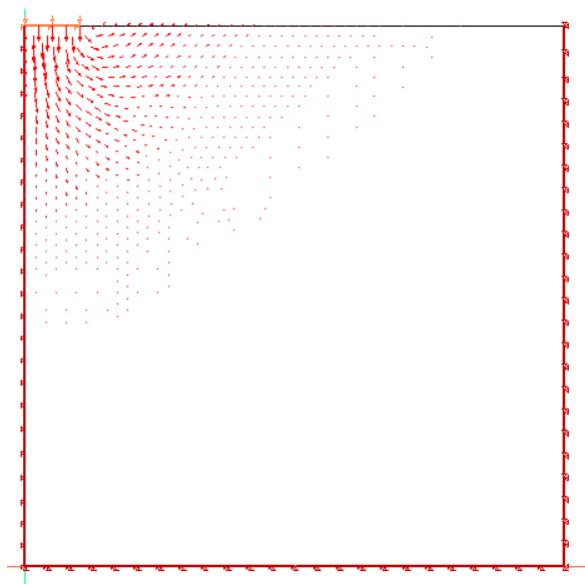


Figura A7 – Sigma/W - Vetor deslocamento malha 10mx10m, grau de refinamento 1

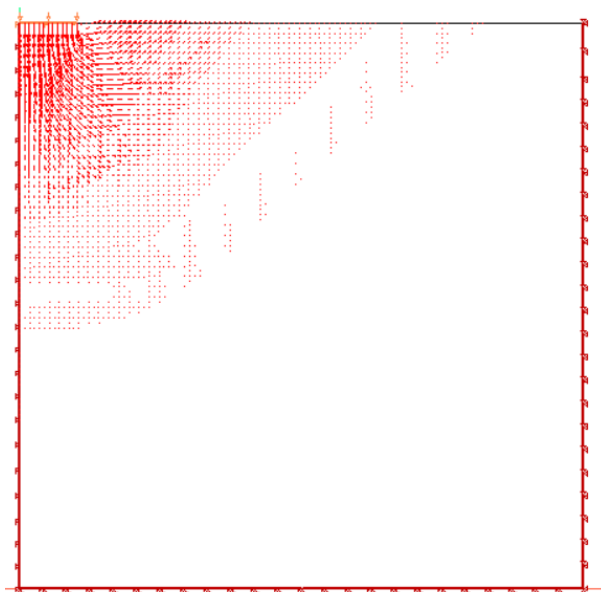


Figura A8 – Sigma/W - Vetor deslocamento malha 10mx10m, grau de refinamento 2

ANEXO B

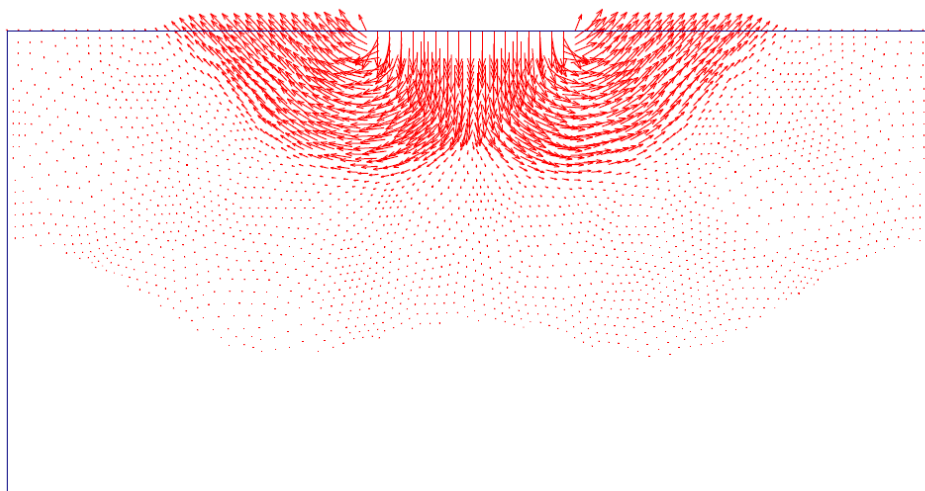


Figura A9 – Configuração do modelo – Vetor deslocamento, "Fine"

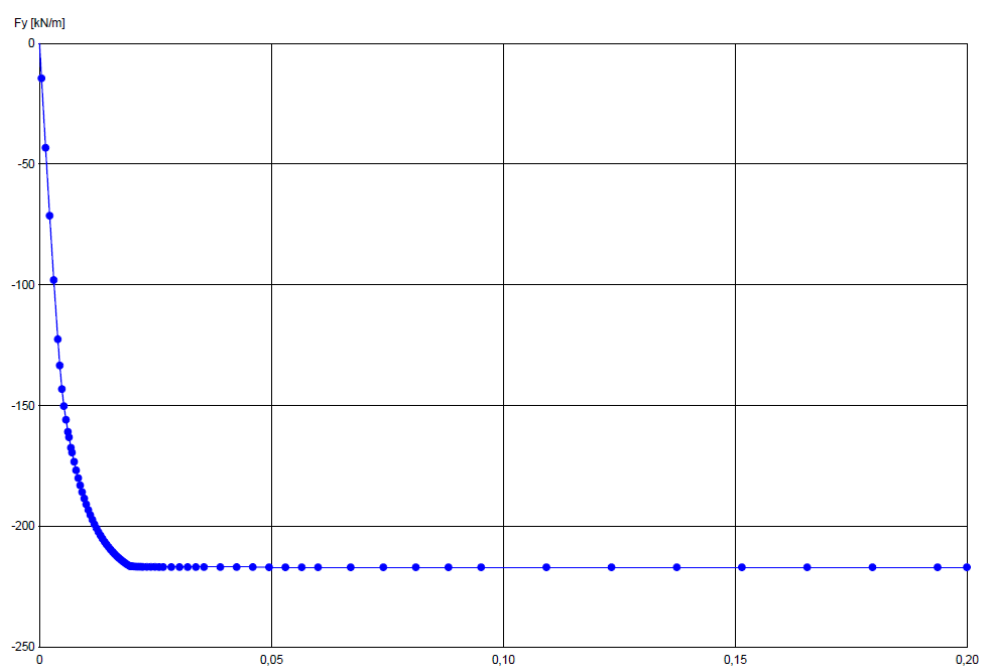


Figura A10 - Configuração do modelo - Gráfico Força-Deslocamento, "Fine"

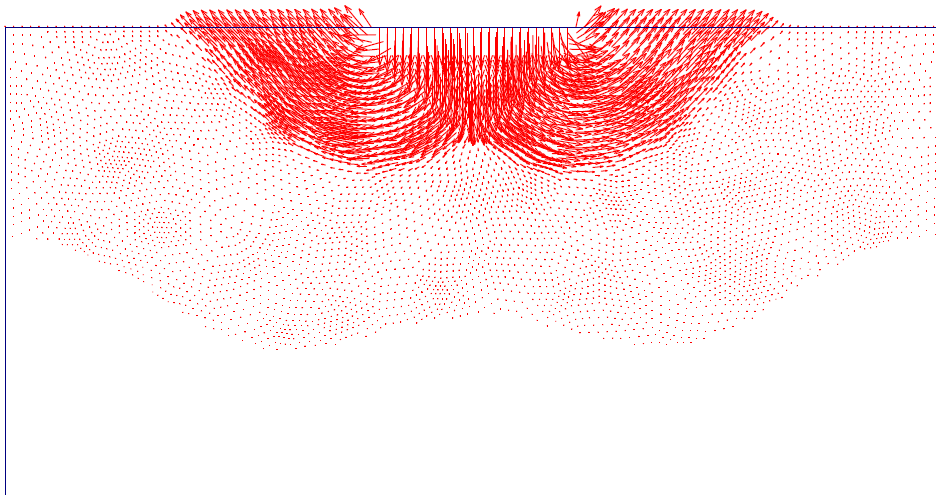


Figura A11 - Configuração do modelo - Vetor deslocamento, "Very Fine"

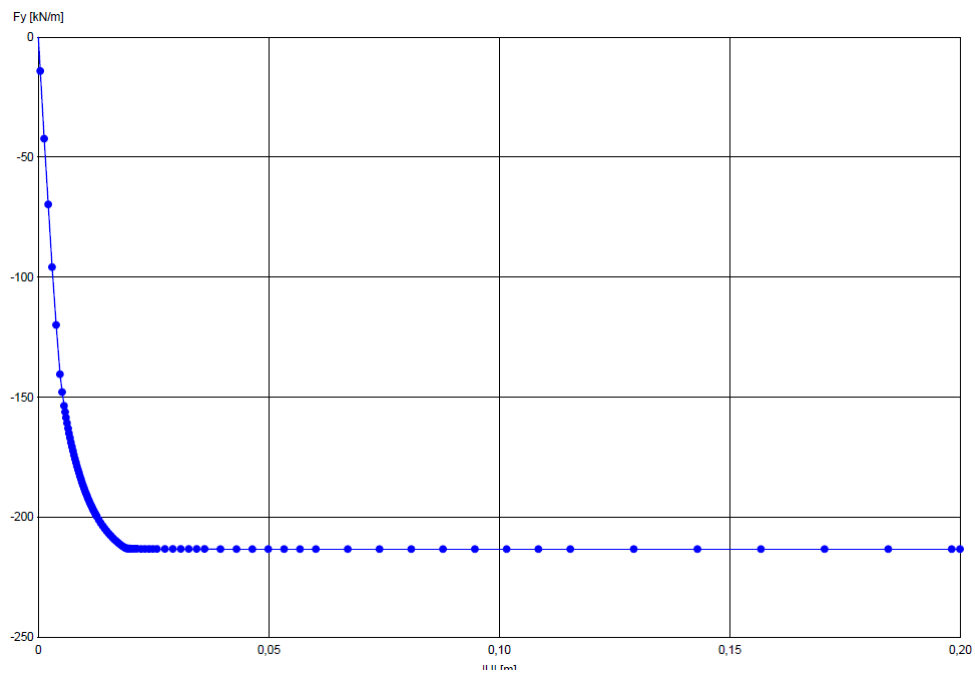


Figura A12 - Configuração do modelo - Gráfico Força-Deslocamento, "Very Fine"

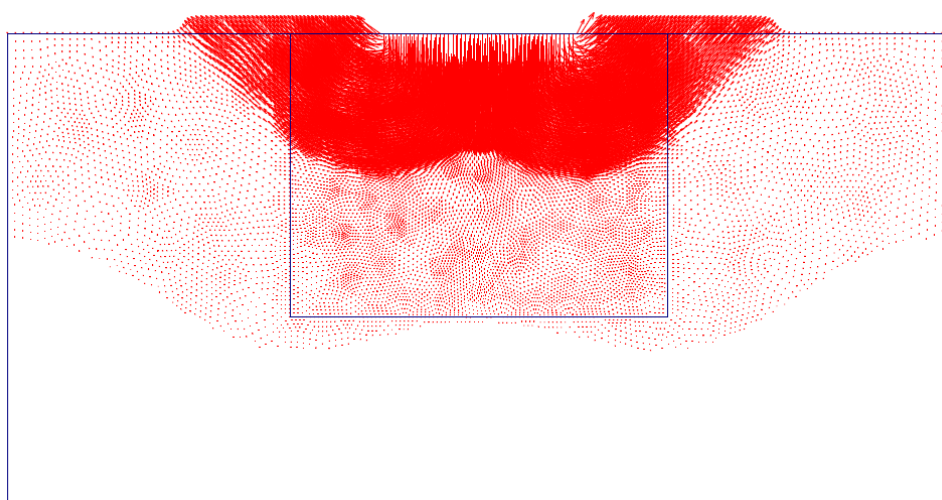


Figura A13 - Configuração do modelo - Vetor deslocamento, "Very Fine c/ refinamento local"

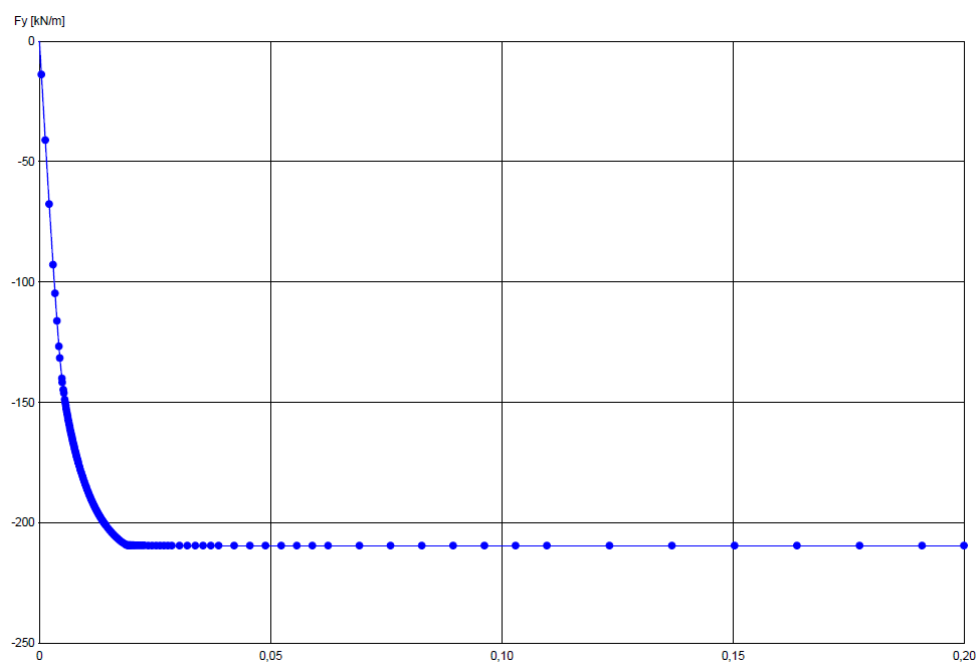


Figura A14 - Configuração do modelo - Gráfico Força-Deslocamento, "Very fine c/ refinamento local"

ANEXO C

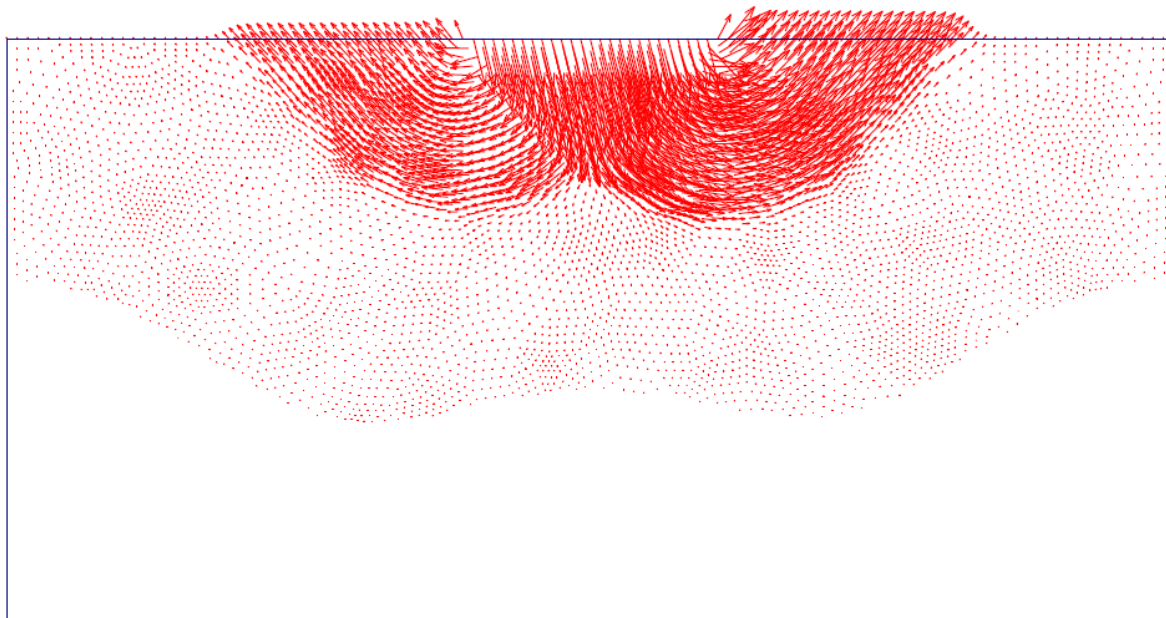


Figura A15 – Vetor deslocamento - Inclinação da carga - F1.1

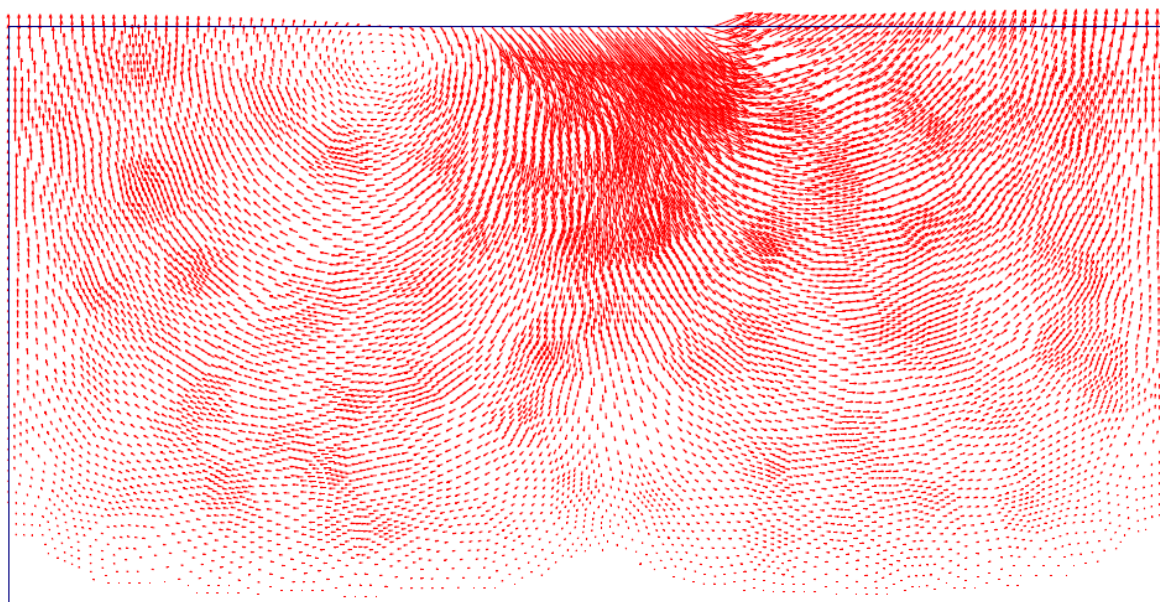


Figura A16 – Vetor deslocamento - Inclinação da carga - F1.2

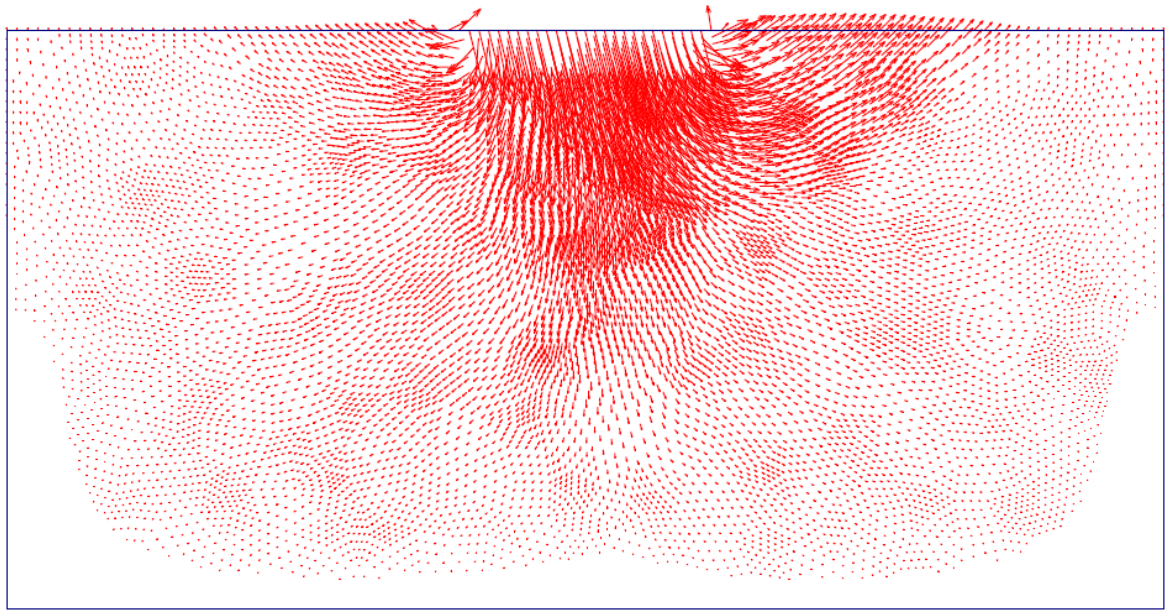


Figura A17 – Vetor deslocamento - Inclinação da carga - F1.3

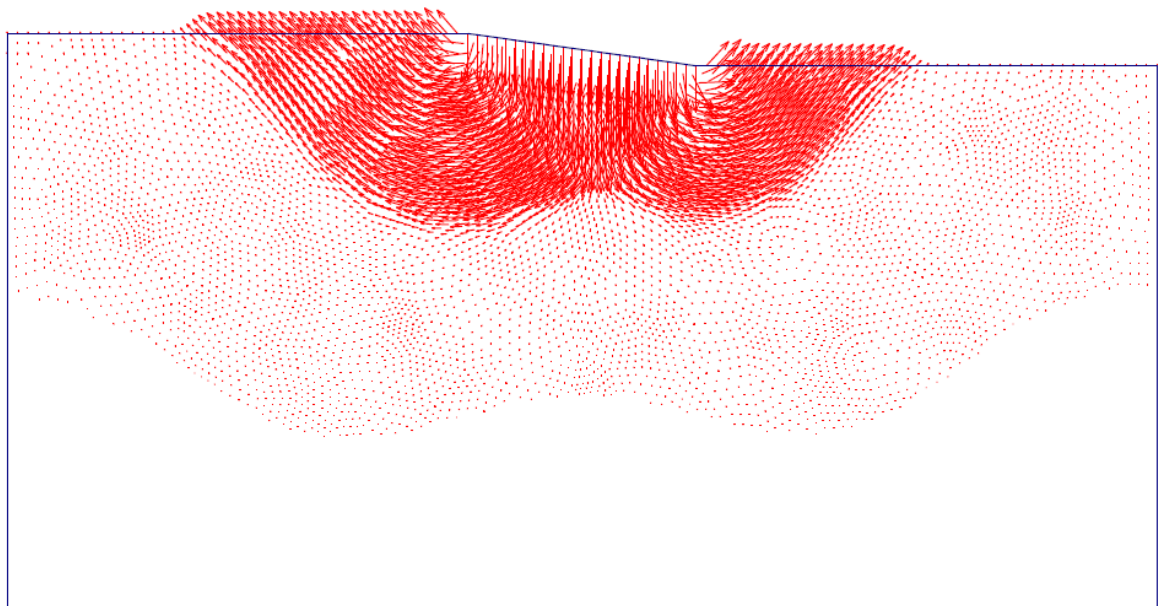


Figura A18 – Vetor deslocamento - Inclinação da base da fundação - F2.1

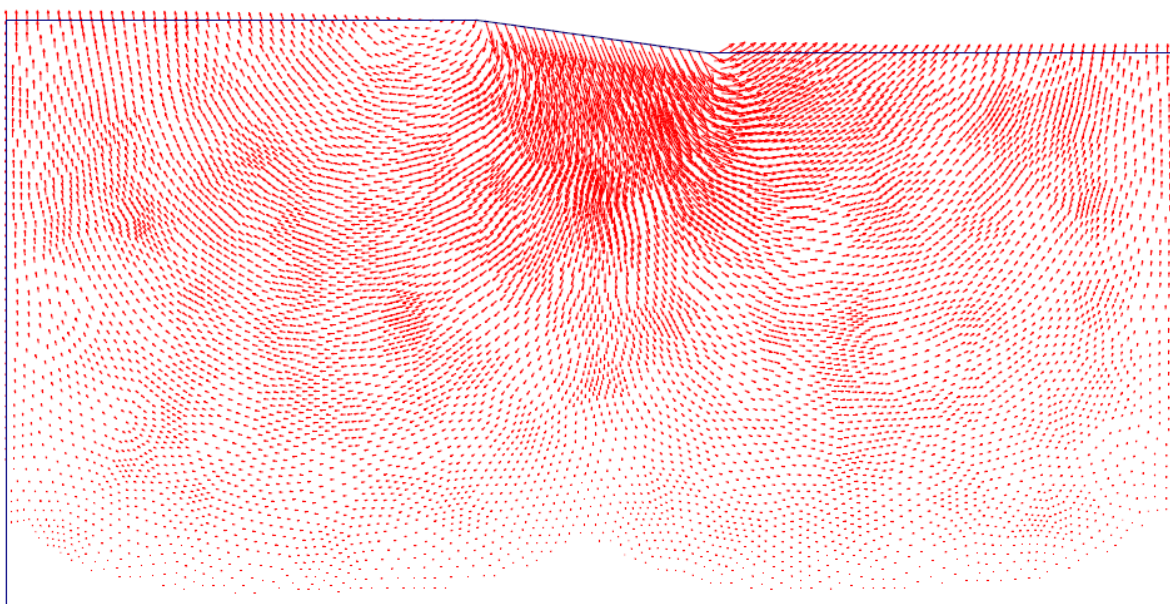


Figura A19 – Vetor deslocamento - Inclinação da base da fundação - F2.2

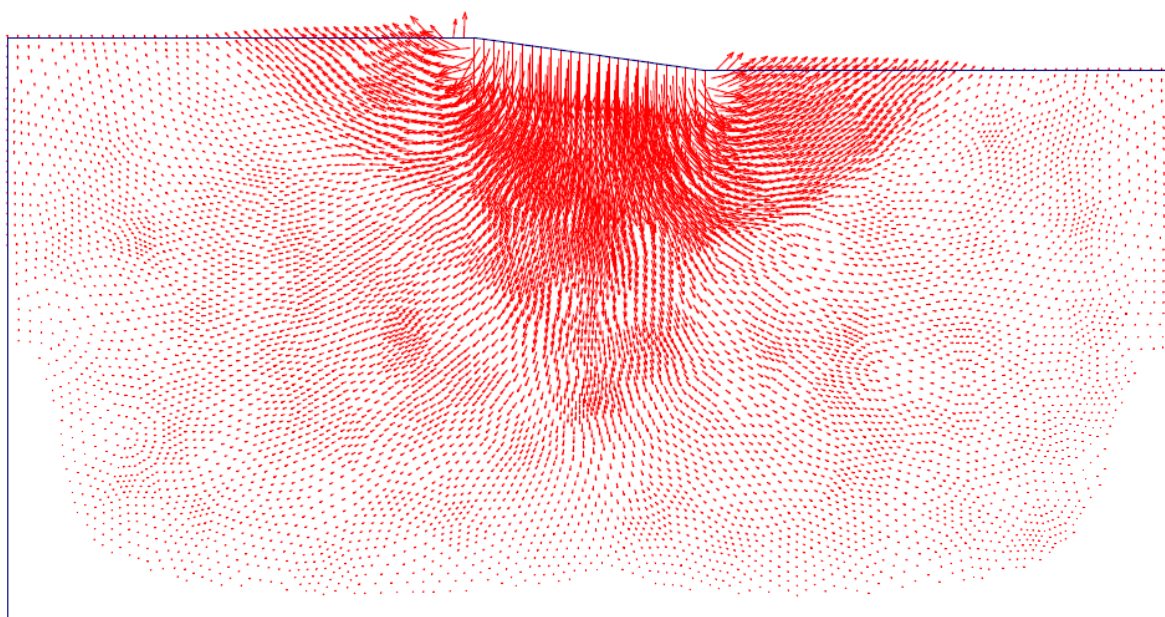


Figura A20 – Vetor deslocamento - Inclinação da base da fundação - F2.3

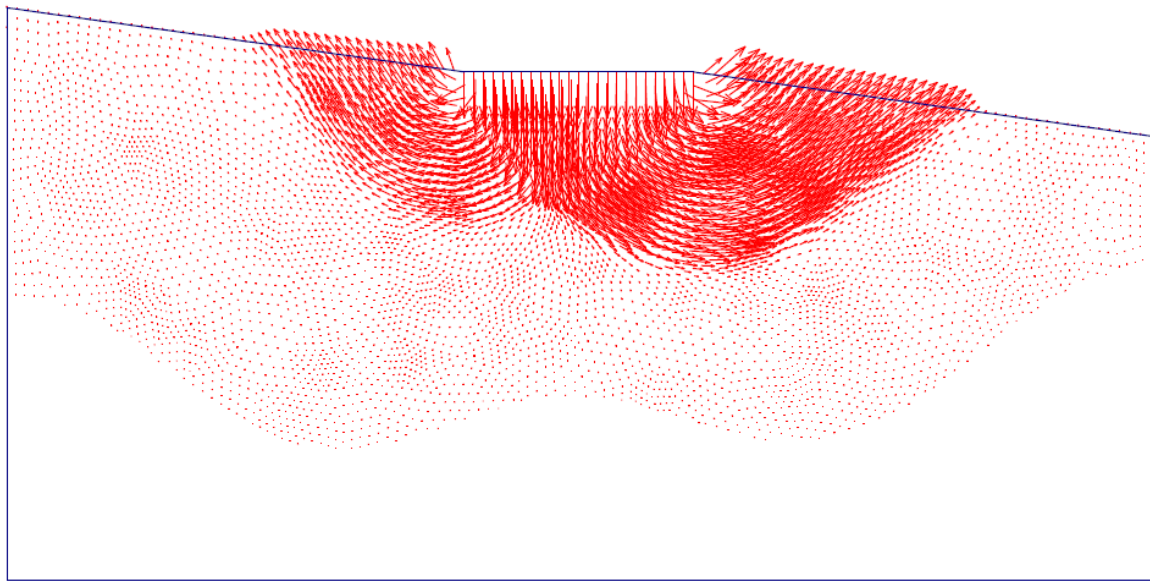


Figura A21 – Vetor deslocamento - Inclinação do terreno - F3.1

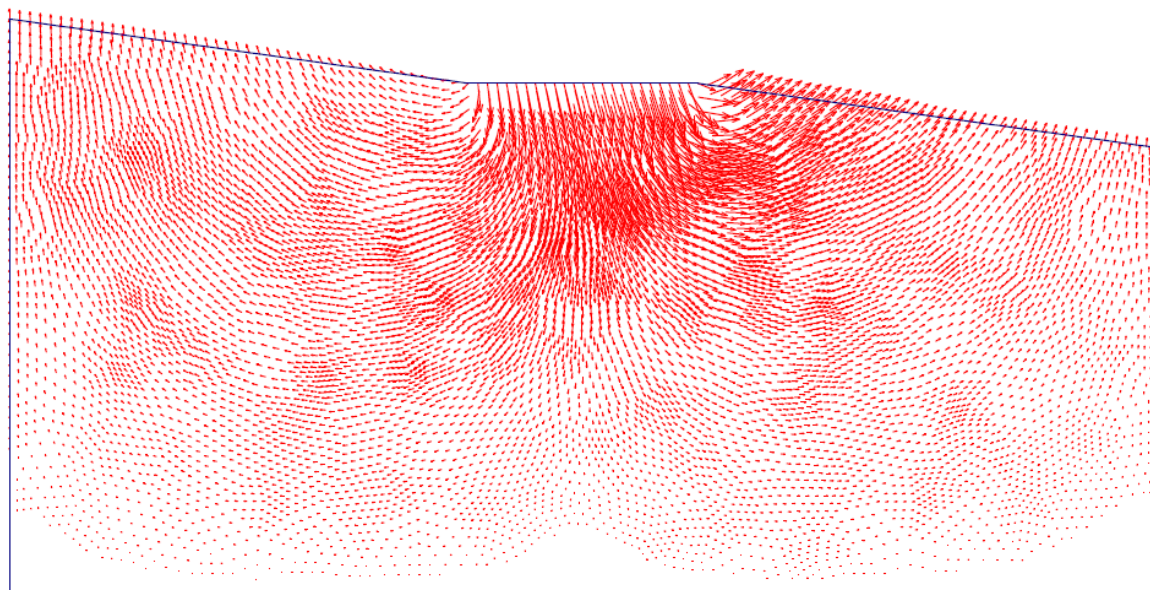


Figura A22 - Vetor deslocamento - Inclinação do terreno - F3.2

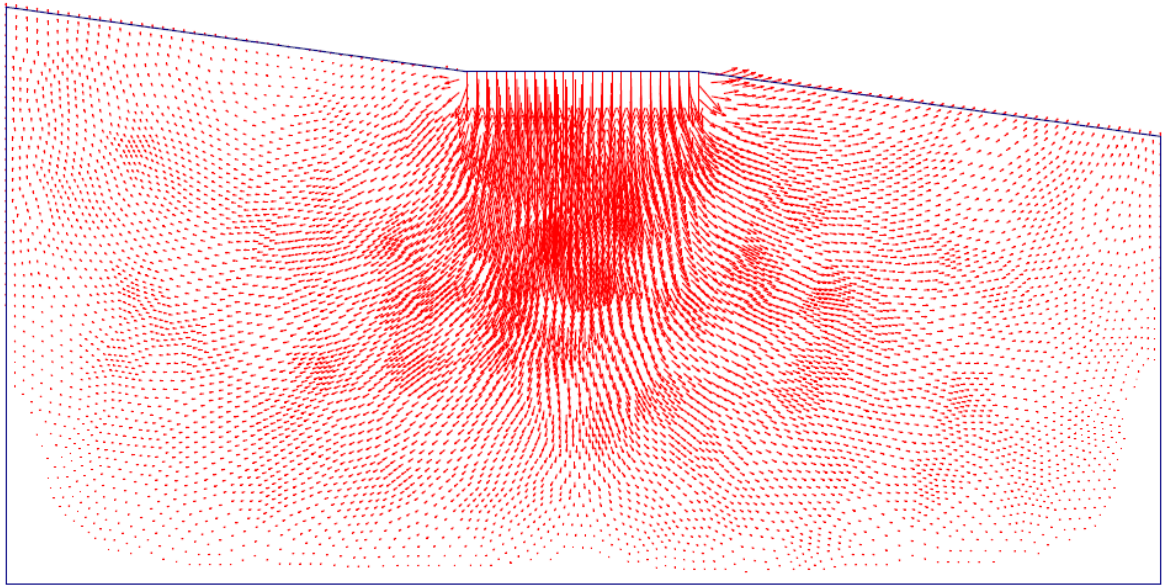


Figura A23 - Vetor deslocamento - Inclinação do terreno - F3.3

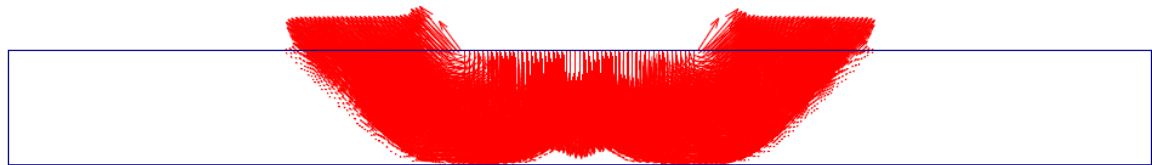


Figura A24 – Vetor deslocamento - Proximidade do firme (1m) - F4.1

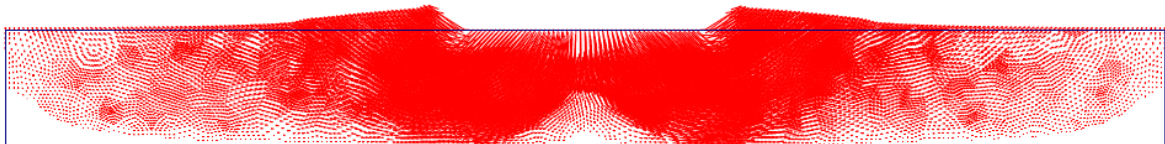


Figura A25 - Vetor deslocamento - Proximidade do firme (1m) - F4.2

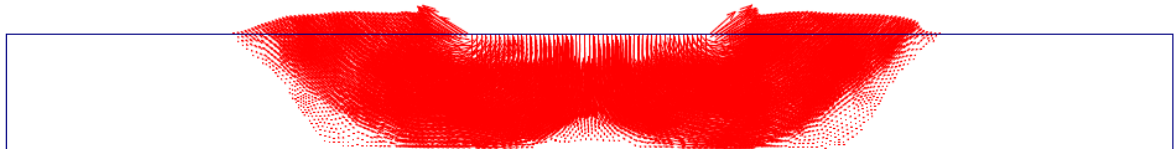


Figura A26 - Vetor deslocamento - Proximidade do firme (1m) - F4.3



Figura A27 - Vetor deslocamento - Proximidade do firme (0,5m) - F4.5

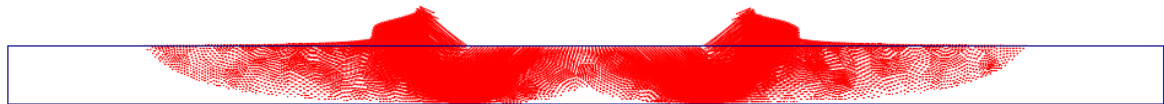


Figura A28 - Vetor deslocamento - Proximidade do firme (0,5m) - F4.6

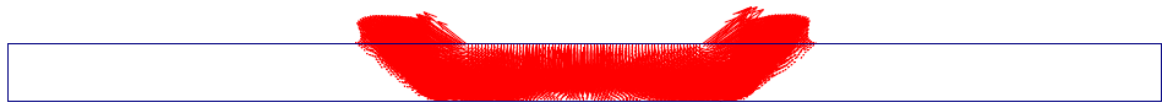


Figura A29 - Vetor deslocamento - Proximidade do firme (0,5m) - F4.7